NAT'L INST. OF STAND & TECH
A11106 009620
NIST PUBLICATIONS
REFERENCE

NISTIR 6867

Manual de Evaluación Sísmica y de Huracanes de Edificios Existentes de Hormigón para la República Dominicana

H. S. Lew
Emil Simiu
John L. Gross
Monica A. Starnes

United States Department of Commerce
Technology Administration
National Institute of Standards and Technology

QC
100
.U56
#6867
2002
Spanish vers.

NISTIR 6867

Manual de Evaluación Sísmica y de Huracanes de Edificios Existentes de Hormigón para la República Dominicana

H. S. Lew
Emil Simiu
John L. Gross
Monica A. Starnes

Laboratorio de Investigación de Edificios e Incendios
Instituto Nacional de Normas y Tecnología (NIST)
Gaithersburg, MD 20899

Preparado para la
Agencia para el Desarrollo Internacional de los EE.UU.
Edificio Ronald Reagan
Washington D.C. 20523

Abril de 2002

Departamento de Comercio de EE.UU.
Donald Evans, *Secretario*
Administración de Tecnología
Phillip J. Bond, *Subsecretario para Tecnología*
Instituto Nacional de Normas y Tecnología
Arden L. Bement, *Director*

PRÓLOGO

El Instituto Nacional de Normas y Tecnología (NIST) está participando en el Proyecto de Reconstrucción de Huracanes de la República Dominicana auspiciado por la Agencia Internacional de Desarrollo (AID) de los Estados Unidos, el Departamento de Estado. Como parte de este proyecto, NIST ha preparado un manual para la protección de las edificaciones de concreto armado contra posibles riesgos sísmicos y de huracanes en la República Dominicana. Este manual está diseñado principalmente para evaluar estructuras críticas tales como hospitales, centros de emergencia, estaciones de bomberos y centros de comunicaciones. Este manual ha adoptado los procedimientos de evaluación de edificaciones dados en dos documentos publicados por la Agencia Federal de Manejo de Emergencia de los Estados Unidos (FEMA). Ellos son el "Manual MEHRP para la Evaluación Sísmica de Edificaciones Existentes (FEMA 178)" y el "Manual para la Evaluación Sísmica de Edificaciones – Una Prenorma (FEMA 310)".

El primer documento fue publicado en el 1992 y el último en el 1998. Aunque la metodología de la evaluación de las edificaciones es adoptada del FEMA 178, muchas características del FEMA 310 están incorporadas en este manual para reflejar el conocimiento obtenido de las recientes investigaciones de terremotos en los Estados Unidos y otros países.

La Oficina de AID en la República Dominicana suministró apoyo durante la realización de este proyecto y ayudó a NIST a obtener los datos de edificaciones usados en este manual. Un borrador de este manual fue revisado por el Ing. Roger Acosta, Ing. Daniel Comarazamy, Ing. Emilio E. Cruz Herasme, Ing. Jacqueline Medrano, Ing. Héctor O'Reilly, e Ing. Víctor F. Pizano-Thomen. Sus constructivos comentarios son reconocidos con profundo agradecimiento. El Dr. Ing. Nicholas J. Carino y el Dr. Ing. Kang Seok Lee ayudaron en la preparación de las ilustraciones del manual. Los autores reconocen su contribución.

El manual ha sido traducido al idioma español. En caso de cualquier discrepancia entre los dos documentos, la versión inglesa es la que se impone.

EXTRACTO

Se ha preparado un manual para la evaluación de riesgos sísmicos y de huracanes de edificaciones de concreto armado en la República Dominicana. Aun cuando los procedimientos de evaluación presentados en este manual pueden ser aplicados a cualquier edificación de concreto vaciado in situ ordinario, los procedimientos están dirigidos principalmente a la evaluación de edificaciones criticas tales como hospitales, estaciones de bomberos, centros de comunicación y centros de emergencia. Los procedimientos de evaluación identifican deficiencias potenciales en edificaciones existentes que representan riesgos para la vida humana. Se proporcionará una guía de evaluación adicional para la ocupación inmediata de edificaciones después de un sismo y un huracán. La evaluación examina, mediante una serie de lista de chequeos, las debilidades potenciales en las conexiones de los sistemas estructurales, zapatas, sistemas no estructurales y la ecología del lugar. La evaluación cubre tres clases diferentes de edificaciones: edificaciones de pórtico resistente de momento, en flexión, edificios de paredes de corte y pórticos de momento con paredes de relleno. Este manual provee dos ejemplos que ilustran el uso de los procedimientos de evaluación en el caso de dos instalaciones críticas en la República Dominicana las cuales resultaron ser estructuralmente inadecuadas.

PALABRAS CLAVE

Edificios de concreto; terremoto; ocupación inmediata; seguridad vital; pórticos de momento; paredes de corte; huracán.

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN 1

1.0 Objetivo del Manual 1
1.1 Alcance 1
1.2 Criterios 3
1.3 Nivel de Fuerza para el Análisis 3
1.4 Demanda versus Capacidad 4
1.4.1 Evaluación 4
1.4.2 Atenciones Especiales 5
1.4.3 Evaluación Final 7
1.5 Contenido del Manual 7

2. EL PROCESO DE EVALUACIÓN 9

2.0 Introducción 9
2.1 Visitas al Lugar y Obtención de Datos 10
2.2 Selección y Revisión de las Declaraciones de la Evaluación 12
2.3 Seguimiento del Trabajo en el Lugar 13
2.4 Análisis de los Edificios 13
2.4.1 Alcance del Análisis 13
2.4.2 Demanda 15
2.4.3 Análisis Sísmico y de Viento Huracanado del Edificio 15
2.4.4 Demanda en los Diafragmas 16
2.4.5 Demanda de Partes y Porciones del Edificio 16
2.4.6 Rápida Verificación de Resistencia y Rigidez 18
2.4.7 Esfuerzo de Corte en las Columnas de Pórtico de Concreto 18
2.4.8 Esfuerzo de Corte en las Paredes de Corte 19
2.4.9 Capacidades de los Elementos 19
2.4.10 Análisis de la Dinámica 19
2.4.11 Criterios de la Aceptación 20
2.5 Evaluación Final 20
2.5.1 Revisión de las Declaraciones y Respuestas 20
2.5.2 Q versus C 20
2.5.3 Relación D/C 20
2.5.4 Problemas Cuantitativos 20
2.5.5 Evaluación Final 21
2.6 Informe Final 21

3. PROCEDIMIENTOS Y COMENTARIOS PARA SISTEMAS DE EDIFICIOS 25

3.0 Introducción 25
3.1 Paso de Carga 25
3.2 Edificios Adyacentes 26

3.3 Configuración 26
3.3.1 Piso Débil 27
3.3.2 Piso Suave (Flexible) 28
3.3.3 Geometría 28
3.3.4 Masa 29
3.3.5 Discontinuidades Verticales 29
3.3.6 Torsión inducida por el Terremoto 30
3.3.7 Torsión inducida por el Viento 32
3.4 Columnas Cautivas Cortas 33
3.5 Empalmes de Varillas en Columnas 33
3.6 Losas Planas 34
3.7 Deterioración del Concreto 34
3.8 Anclajes Postensionados 34
3.9 Redundancia 35
3.10 Paredes Interferentes 36
3.11 Verificación de Esfuerzos de Corte 36
3.12 Verificación del Esfuerzo Axial 37
3.13 Columnas de Concreto 37
3.14 Elementos Prefatigados 37
3.15 No Fallos de Corte 38
3.16 Columna Fuerte / Viga Débil 38
3.17 Varillas de las Vigas 39
3.18 Empalmes de Varillas y Vigas 39
3.19 Espacios Columna-Estribos 40
3.20 Espaciamiento de Estribo 40
3.21 Refuerzos en las Uniones 41
3.22 Excentricidad de la Unión 41
3.23 Estribos y Ganchos 41
3.24 Continuidad de Diafragma 41
3.25 Irregularidades de Planta 42
3.26 Refuerzo del Diafragma en Aberturas 42
3.27 Carga Lateral en las Cabezas de Unión de Pilotes 43
3.28 Grietas en la Pared de Concreto 43
3.29 Pórticos Completos 44
3.30 Acero de Refuerzo 44
3.31 Aberturas del Diafragma en las Paredes de Corte 44
3.32 Transferencia a las Paredes de Corte 45
3.33 Empalmes de Fundaciones 45
3.34 Compatibilidad de la Deflexión 46
3.35 Vigas de Acoplamiento 46
3.36 Vuelco 47
3.37 Refuerzo de Encierro 47
3.38 Refuerzo en las Aberturas 48
3.39 Grosor de la Pared 48
3.40 Unidades de Mampostería 48
3.41 Uniones de Mampostería 49

3.42 Grietas en las Paredes de Relleno 49
3.43 Grietas en Columnas de Borde 50
3.44 Verificación del Esfuerzo de Corte 50
3.45 Verificación del Esfuerzo de Corte en las Paredes No Reforzadas (URM) ... 50
3.46 Conexión de la Pared 51
3.47 Proporciones y Paredes de Relleno 51
3.48 Paredes de Relleno Sólido 52
3.49 Paredes de Relleno 52

4. PROCEDIMIENTOS Y COMENTARIOS PARA RIESGOS GEOLÓGICOS DEL LUGAR Y FUNDACIONES 65

4.0 Introducción 65
4.1 Riesgos del Lugar 65
4.1.1 Licuación 65
4.1.2 Fallo de la Pendiente 66
4.1.3 Ruptura por Fallas de la Superficie 66
4.2 Condición de Fundación 66
4.2.1 Comportamiento de la Fundación 67
4.3 Capacidad de las Fundaciones 67
4.3.1 Fundaciones de Postes 67
4.3.2 Fuerzas de Vuelco 68
4.3.3 Estribos entre los Elementos de la Fundación 68
4.3.4 Lugares Inclinados/Pendientes 68

5. PROCEDIMIENTOS Y COMENTARIOS SOBRE COMPONENTES NO ESTRUCTURALES 69

5.0 Introducción 69
5.1 Mampostería No Reforzada 69
5.2 Sistemas de Techos 70
5.2.1 Techos Integrados 70
5.3 Accesorios de Iluminación 70
5.3.1 Soporte Independiente 70
5.3.2 Luces de Emergencia 71
5.4 Revestimiento de Cierre y Envidriados 71
5.4.1 Anclajes del Revestimiento 71
5.4.2 Conexiones de Apoyo 71
5.4.3 Deterioración 72
5.4.4 Envidriado 72
5.5 Parapetos (o Antepechos), Cornisas y Accesorios o Apéndices 72
5.5.1 Parapetos URM 72
5.5.2 Cubiertas Independientes en Voladizos 73
5.5.3 Efectos de la Carga del Viento 73
5.6 Chimeneas de Mampostería 73
5.6.1 URM 73
5.6.2 Mampostería 74

5.7 Escaleras 74
5.7.1 Paredes URM 74
5.8 Ascensores 74
5.8.1 Sistema de Soporte 74
5.8.2 Paredes de las Cadenas (o Ejes) 74
5.8.3 Soportes 75
5.9 Techos, Envidriado y Revestimiento 75

6. GLOSARIO 77

7. REFERENCIAS 79

ANEXO A: CRITERIOS O DECLARACIONES DE LA EVALUACIÓN PARA EDIFICIOS CON PÓRTICO DE CONCRETO A FLEXIÓN 81

ANEXO B: CRITERIO O DECLARACIÓN DE EVALUACIÓN PARA EDIFICIOS DE PARED DE CORTE DE CONCRETO CON DIAFRAGMAS RÍGIDOS 89

ANEXO C: CRITERIOS O DECLARACIONES DE EVALUACIÓN PARA PÓRTICOS A FLEXIÓN DE CONCRETO CON PAREDES DE CORTE CON MAMPOSTERÍA DE RELLENO Y DIAFRAGMAS RÍGIDOS 95

ANEXO D: CRITERIOS O DECLARACIONES PARA RIESGOS GEOLÓGICOS DEL LUGAR Y FUNDACIONES 101

ANEXO E: CRITERIOS O DECLARACIONES PARA COMPONENTES NO ESTRUCTURALES 103

ANEXO F: HOJA DEL SUMARIO DE DATOS 107

ANEXO G: EJEMPLOS 109

Ejemplo 1: Edificio con Pórtico de Concreto (Hospital Regional) 110

Ejemplo 2: Edificio con Paredes de Corte de Concreto (Parque de Bomberos) 134

1. INTRODUCCIÓN

1.0 Objetivo del Manual

Este manual presenta procedimientos simples para la evaluación de los riesgos sísmicos y de huracanes de las edificaciones de concreto armado en la República Dominicana. Los procedimientos de evaluación identifican primeramente las potenciales deficiencias en las edificaciones de concreto armado existentes que representan un riesgo para la vida humana. Se provee una evaluación adicional para la ocupación inmediata de las edificaciones después de un sismo o un huracán.

Un edificio no satisface el objetivo de seguridad de vidas si, después de seguirse un diseño a prueba de terremotos o huracanes, todo el edificio colapsa, o porciones de edificio fallan y caen, o las rutas de salida o entrada están bloqueadas cortando la evacuación y rescate de los ocupantes. Una edificación no satisface el objetivo inmediato de ocupación, si después de seguirse un diseño a prueba de terremoto o huracanes, los sistemas básicos de resistencia de fuerza verticales y laterales no retienen casi toda su fuerza pre-terremoto o pre-tormenta, y sostiene daños en los componentes estructurales y no estructurales de tal manera que no pueda ser ocupado. Edificaciones, tales como hospitales, estaciones de bombero y centros de operaciones de emergencia generalmente deben satisfacer el objetivo inmediato de ocupación.

Este manual dirige al ingeniero evaluador a cómo determinar si en la estructura hay enlaces débiles que puedan precipitar un fallo estructural o de componentes al responder a una serie de listas de chequeos. Si se encuentran que una edificación no satisface la lista de chequeos, se deben hacer otros análisis detallados, que no forman parte de este manual, para determinar la extensión de las deficiencias. La guía detallada puede ser encontrada en "La prenorma y el comentario para la rehabilitación sísmica de las edificaciones, FEMA 356" (FEMA 2000)

Este manual es una adopción de los procedimientos de evaluación contenidos en el "Manual NEHRP para la Evaluación Sísmica de Edificaciones Existentes (FEMA 178) [FEMA 1992b]" y "(Manual para la Evaluación Sísmica de Edificaciones. Una prenorma (FEMA 310) [FEMA 1998]".

Este manual debe ser actualizado periódicamente a medida que aparezcan conocimientos adicionales provenientes de investigaciones de daños ocurridos por terremotos y huracanes.

1.1 Alcance

En tanto que los procedimientos de evaluación presentados en este manual pueden ser aplicados a cualquier edificación de concreto armado vaciado in situ, los procedimientos son dirigidos principalmente a la evaluación de edificaciones criticas tales como hospitales, estaciones de bomberos, centros de comunicación y centros de

emergencia. Este manual no debe ser usado para una evaluación sísmica y de huracanes de edificaciones especiales tales como estaciones energéticas, fábricas industriales y otras edificaciones que están diseñadas para condiciones especiales de carga. Tampoco debe ser usado para la evaluación de edificaciones de pórticos de concreto pre-vaciado con diafragmas consistentes de elementos pre-vaciados tales como elementos T-simple o doble y elementos huecos.

Los tipos de edificaciones de concreto cubiertos por este manual son de tres clases comunes:

a) Pórticos de momento de flexión en concreto: Estos edificios consisten de un pórtico con vigas y columnas de concreto vaciado in situ. El piso y el techo del pórtico consisten de losas de concreto vaciado in situ y vigas de concreto, nervios (o viguetas) de una dirección, nervios (o viguetas) tipo waffles dos direcciones, o losas planas. Las fuerzas laterales son resistidas por los pórticos de momento a flexión de concreto que desarrollan su rigidez mediante conexiones viga-columnas monolíticas. En las construcciones antiguas, los pórticos de momento a flexión pueden consistir de franjas columnas de sistemas de losas planas en dos direcciones. Los pórticos modernos tienen refuerzos en las uniones, estribos espaciados cercanamente y detalles especiales para proveer un comportamiento dúctil.

b) Edificios de pared de corte de concreto con diafragmas rígidos: Estos edificios tienen losas de entre piso y techo aporticados que consisten de losas de concreto vaciado in situ y vigas, nervios (o viguetas) en una dirección, nervios (o viguetas) tipo waffle en dos direcciones o losas planas. Los pisos están soportados en columnas de concreto o paredes de carga. Las fuerzas laterales están resistidas por paredes de corte de concreto vaciado in situ. En las construcciones viejas, las paredes de corte son reforzadas ligeramente, pero frecuentemente se extienden por todo el edificio. En las construcciones más recientes, las paredes de corte ocurren en ubicaciones aisladas y son reforzadas más fuertemente con elementos de borde y estribos espaciados cercanamente para proveer un comportamiento dúctil.

   Los diafragmas consisten de losas de concreto y son rígidas relativamente para las paredes.

c) Pórticos de concreto con paredes de corte de mampostería de relleno con diafragmas rígidos: Esta es un tipo viejo de construcción de edificios que consiste de un pórtico de vigas y columnas de concreto vaciado in situ. Los pisos y el techo consisten de losas de concreto vaciado in situ. Las paredes consisten de paneles de relleno construidos de ladrillo de arcilla sólida, bloque de concreto, o mampostería de teja de arcilla hueca. Los diafragmas consisten de pisos de concreto y están rígidos relativamente para las paredes.

Los análisis requeridos como parte del proceso de evaluación deben ser hechos siguiendo los procedimientos simples de manera que las deficiencias puedan ser identificadas rápidamente. De ser así algunos edificios pueden ser identificados como edificaciones deficientes. El no satisfacer esta lista de confrontaciones o chequeos de este manual no indica automáticamente que estos edificios tienen riesgos. Para edificaciones marginales o cuestionables, se puede justificar una investigación más detallada. Esa hace como parte del programa de mejoramiento.

Las deficiencias identificadas durante una evaluación basada en este manual pueden ser rehabilitadas conforme a FEMA 356. Sin embargo, el ingeniero necesita comprender la totalidad de las deficiencias del edificio antes de intentar identificar las técnicas apropiadas de rehabilitación pues las deficiencias pueden ser debidas a una combinación de deficiencias de los componentes, un diseño adverso inherente y características de la construcción o conexiones débiles.

1.2 Criterios

El criterio seguido por este manual son aquellos de la Edición 1991 de las "Recomendaciones provisionales del desarrollo de las regulaciones para edificios nuevos (aquí denominado provisionales 1991) (FEMA 1992). Los criterios de las "Recomendaciones Provisionales NEHRP 1991", desarrollado para el edificio de edificios nuevos, son modificados en este manual con el objetivo de evaluar los edificios existentes. Los aproches del diseño para los edificios nuevos en las Provisionales 1991 son comparables con los requisitos de diseño existentes en las "Recomendaciones provisionales para el análisis sísmico de estructuras (aquí denominado como Provisionales 1979) (DNRS 1979) publicada por el Departamento de Normas, Reglamentos y Sistema, República Dominicana. El documento de referencia para la carga por el viento es "1980 Recomendaciones Provisionales para el Análisis por Viento de Estructuras (DNRS 1980) publicado por el Departamento de Normas, Reglamentos y Sistemas, República Dominicana" (aquí denominado 1980 Provisionales)".

1.3 Nivel de Fuerza para el Análisis

En general, las recomendaciones para el diseño sísmico están basadas en el concepto de un oscilador de comportamiento elástico de un sólo grado de libertad respondiendo a una excitación irregular en su base. El concepto asume que el desplazamiento de un sistema SDOF es el mismo que su contraparte elástica. Una resistencia elástica del sistema es requerida por las "Recomendaciones Provisionales" y por las "1979 Provisionales". La fuerza lateral es determinada por el uso de un coeficiente de diseño sísmico, C_{b1}, y un factor de modificación de respuesta, R_{d1}, en las "1979 Provisionales".

Alternativamente, las fuerzas laterales pueden ser computadas usando valores pico de la aceleración del suelo (PGA). Se recomienda que los valores PGA sean determinados para movimientos del suelo por el terremoto que están basados en una

probabilidad de un 10% de excederse en un período de 50 años. Los valores PGA para la República Dominicana aparecen en la Fig. 2.1.

Algunos criterios para la evaluación de los edificios existentes especifican resistencias de diseño sísmico que son inferiores, que las prescritas por los criterios de diseño sísmico para edificios nuevos. Este criterio es generalmente aceptable porque se cree que ese edificio debe estar por debajo del estándar actual antes de impulsar el requisito de mejoramiento de resistencia sísmica y porque cierto nivel de daños por terremoto es aceptable en un edificio existente. Basado en este concepto, se considera en este manual una reducción en la resistencia sísmica. Una reducción de un 25% es recomendada, lo cual es razonable comparado con el factor de reducción usado en FEMA 178, evaluaciones de las cargas inducidas por el viento son las que aparecen en 1980 Provisionales. Cuando se considera que estas provisionales no son suficientes (por ejemplo, para cálculos de dinámica), se pueden utilizar las Normas ASCE 7-78 (ASCE-1998).

1.4 Demanda versus Capacidad

1.4.1 Evaluación

Existe una diferencia fundamental entre el diseño y la evaluación de un edifico. En el diseño, el edificio es proyectado como un sistema elástico con esfuerzos proporcionales a las deformaciones. Aunque las desviaciones causadas por un terremoto o las fuerzas del viento pueden ser mayores que las fuerzas del código y las desviaciones elásticas calculadas, un edificio sobrevivirá al disipar energía en la fluencia de sus componentes si las provisiones del código relativo al nivel de fuerza y el detalle han sido aplicadas apropiadamente. Para los terremotos, las fuerzas laterales del diseño son obtenidas de una fórmula de corte base que incluye un factor de modificación de respuestas de sistema (R), que refleja un intercambio entre la resistencia requerida y la ductilidad; sistemas con mayor ductilidad califican para un factor R mayor, lo que lleva a fuerzas requeridas menores para el diseño.

En la evaluación, la meta es determinar cómo responderá un edificio ante un terremoto o un huracán. En otras palabras, el objetivo es encontrar "conexiones débiles" e identificar cómo su comportamiento afectará la respuesta del sistema estructural. Por ejemplo, la capacidad del factor de reducción para un diseño de corte de una pared de corte de concreto armado es menor que la capacidad del factor de reducción especificada para el diseño de flexión. El intento de esta disposición es proveer una capacidad a cortante en exceso de la capacidad a flexión y fuerzas flexoras a la fluencia en vez de un desplazamiento frágil y súbito por el cortante. Sin embargo, por un número de una capacidad de flexión mayor que la capacidad de código requerido, y la respuesta del corte asociada con esta capacidad de momento puede exceder la capacidad de corte del código-requerido. En ese caso, el diseño de la pared de corte satisface o excede la capacidad pero, en el caso contemplado por el código ocurrirá una falla frágil y súbita.

La ubicación y el comportamiento de una conexión débil en comportamiento de perfil bajo (path) en un sistema resistente a fuerzas laterales deben ser evaluados. Para el edificio de pared de corte, la excitación del sistema estructural será limitada por la capacidad de flexión o de corte de la pared de corte, no las fuerzas del código especificado. Además, si el corte base del sistema de resistencia a fuerzas laterales es igual a la capacidad mínima requerida, la excitación del sistema estructural es relacionada a la capacidad esperada del sistema y no a las fuerzas de respuesta estructural elástica. La capacidad esperada del sistema estructural es la capacidad de corte base de estado límite del sistema. Este estado limite es el desarrollo de tantas zonas de fluencias como fueran necesarias para describir un estado de fluencia límite. Para una pared de hormigón armado o de corte de mampostería, sería el estado limite cuando todo el esfuerzo vertical fuera del bloque de esfuerzo de comprensión haya fluido. Un segundo caso de un estado limite para una pared de corte puede ser el levantamiento de un borde de la zapata del suelo. Cualesquiera de estos estados limites puede ser definido como una "conexión débil".

El análisis de la demanda especificada versus la capacidad de los elementos del sistema de resistencia a fuerzas laterales debe determinar cuando existe exceso de capacidad así como donde la capacidad es menor que la demanda especificada. La evaluación del comportamiento de perfil bajo (path) empieza en la base del edificio con los elementos que acoplan con la estructura. La demanda requerida en cada conexión en el comportamiento de perfil bajo (path) puede ser comparada a su capacidad existente siguiendo el siguiente proceso.

a) Si la capacidad existente excede la demanda, la conexión superior debe ser evaluada para tanto la demanda requerida como para la capacidad existente del elemento inferior.
b) Si existe la probabilidad de una falla frágil y súbita en la segunda conexión en el paso de la carga (o disipación), la capacidad requerida debe ser igual a la capacidad existente de la conexión anterior.
c) Si el comportamiento de la conexión que es evaluada se espera que sea dúctil, la capacidad existente es comparada con la demanda requerida.

1.4.2 Atenciones Especiales

Los elementos que han sido observados que son especialmente vulnerables en los terremotos y huracanes son de atenciones especiales. Todas las cargas laterales ejercidas en el edificio deben ser transferidas a través de los miembros horizontales a los miembros verticales y finalmente a la zapata. Este proceso de transferencia de carga implica el uso de los miembros estructurales que deben funcionar apropiadamente. Estos miembros incluyen vigas y columnas, paredes de corte, diafragmas, postes, estribos y colectores. La principal atención es determinar si estos miembros portantes de carga tienen una resistencia adecuada para evitar fallas locales que puedan llevar a un colapso parcial o total el edificio.

a) Columnas cortas - En general, las fuerzas están distribuidas en proporción a la rigidez de los elementos de resistencia. Matemáticamente, la rigidez de una columna varia aproximadamente como el cubo de su longitud. Así, cuando más de una columna es resistente a la carga lateral, las columnas cortas con rigidez lateral mayor atraen una porción de carga horizontal mayor que las columnas cortas. La figura 1.1 ilustra este importante aspecto de la distribución de la carga horizontal a las columnas con longitud variante. Por ejemplo, si las columnas con la misma sección transversal pero las columnas cortas son la mitad de las columnas largas, las columnas cortas, las columnas cortas serán ocho veces más resistentes en vez del doble de rígidas y soportarán ocho veces la carga horizontal de las columnas largas.

b) Colectores y cuerdas en el diafragma - la Figura 1.2 ilustra cómo la carga lateral es transferida en las paredes laterales. Para la carga lateral en dirección este-oeste, los elementos estructurales rotulados con "A" sirve como colectores. Dependiendo de la dirección de la fuerza lateral, ellos están en tensión o en comprensión. Los mismos elementos funcionan como cuerdas del diafragma para la carga lateral en la dirección norte-sur. De nuevo, dependiendo de la dirección de la carga lateral, pueden estar en tensión o en comprensión. Los elementos rotulados "B" sirven como colectores de la carga lateral en la dirección norte-sur. Estos colectores y cuerdas, frecuentemente parte de la losa o las vigas, deben tener una resistencia adecuada para transferir las fuerzas de tensión y comprensión.

c) Pared de corte descontinuada - Una pared de corte descontinuada que se detiene en un nivel superior en vez de continuar hasta la zapata, es uno de esos elementos. El corte horizontal es transferido a otros elementos de resistencia de carga mediante los postes (biela comprimida) o un diafragma en ese nivel. Sin embargo, las fuerzas de vuelvo, continúan hasta el suelo en las columnas que soportan la pared. Debido a que las paredes de corte frecuentemente tienen una resistencia excesiva, pueden desarrollar cortes y fuerzas de vuelco más altas que el diseño requerido. Las columnas portantes, sin embargo, pueden tener una resistencia de diseño solamente mínima y pueden ser superadas por las fuerzas del vuelco. Los códigos de edificios modernos requieren que dichos elementos críticos sean diseñados en un nivel de fuerza más alto relacionado a una respuesta probable. La Figura 3.7 ilustra esta condición.

d) Piso suave (flexible) - La condición más seria de la irregularidad es la del piso suave, o débil, en el cual el piso, generalmente el primero, es significativamente más débil o más flexible que otros. Un primer piso alto es arquitectónicamente deseable para acomodar salones más grande, tales como vestíbulos, pisos banqueros o salones de conferencias de hoteles. El piso débil crea una concentración de esfuerzos mayor en los puntos de discontinuidad y, en circunstancia extrema, puede conducir a un colapso de ese piso. La Figura 3.4 ilustra la condición del piso débil o suave (flexible).

Otras atenciones especiales pueden ser reflejadas en preguntas como la siguiente que puede ser contestada con sí o no. ¿Está demasiado cerca un edificio adyacente? ¿Parecen las columnas de un pórtico de momento desproporcionadamente mayor que las vigas? ¿Tiene el pórtico la clase de detalles que son requeridos?

1.4.3 Evaluación final

A la conclusión del análisis inicial y el examen de las atenciones especiales que usan este manual, el ingeniero debe reunir los resultados y compilar una lista de deficiencias. La evaluación detallada debe ser seguida por otra investigación de los elementos que no satisfacen los criterios de aceptación básica. La porción de terremoto o huracán de la demanda (denotada por D_E) es comparada con la capacidad que está disponible a las fuerzas de resistencia del terremoto o del viento (denotado por C_E). Los elementos con relación D_E/C_E mayor son los que requieren mayor atención y su importancia debe ser evaluada en términos de cuan alto son las relaciones D_E/C_E y las consecuencias de la falla de estos elementos.

La evaluación igualmente debe incluir las contestaciones cualitativas a las demás consideraciones y atenciones. La tarea más difícil en la evaluación es hacer un juicio razonable referente al edificio de manera que no sea identificado incorrectamente como de riesgo para la seguridad de vidas. El informe debe concluir con una declaración "especifica, resumida y destacada" para el propietario. Esta declaración debe incluir un comentario sobre el nivel de confidencia del ingeniero en la información del edificio disponible y la aplicabilidad de la metodología al edificio. Esta declaración igualmente puede incluir una sugerencia concerniente a una evaluación más detallada.

1.5 Contenido del manual

El Capítulo 2 provee una guía para el proceso de evaluación desde la visita inicial al lugar hasta la identificación de las deficiencias del edificio que requiere un análisis detallado para la primera opinión sobre el edificio. Los Capítulos 3 hasta el 5 proveen comentarios sobre los sistemas y procedimientos de edificaciones para tratar con las declaraciones (listas de chequeos) que se encuentren falsos. Se dirige lo siguiente:

1. Sistemas de edificaciones (Capítulo 3)
2. Riesgos geológicos y zapatas (Capítulo 4)
3. Componentes no estructurales (Capítulo 5)

Las referencias citadas en el Manual aparecen en el Capítulo 6. Los Apéndices A hasta E presentan las declaraciones de las evaluaciones (listas de chequeos) para tres tipos de edificios de concreto los riesgos geológicos de lugar y las zapatas, y los componentes no estructurales. El Anexo F presenta un sumario de datos.

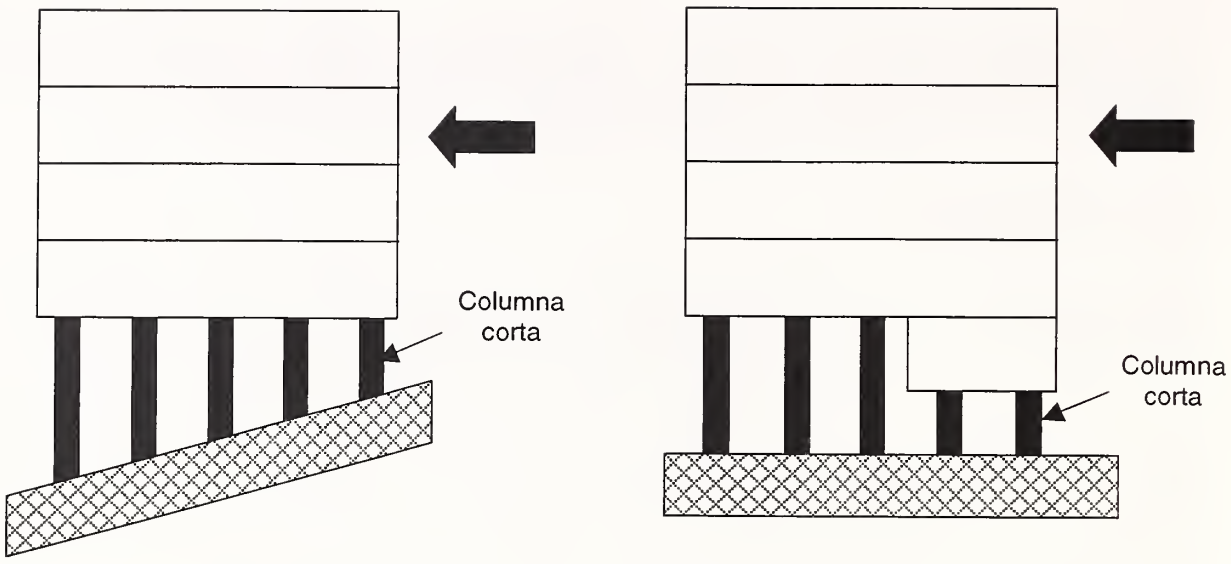


Figura 1.1 Columnas Cortas

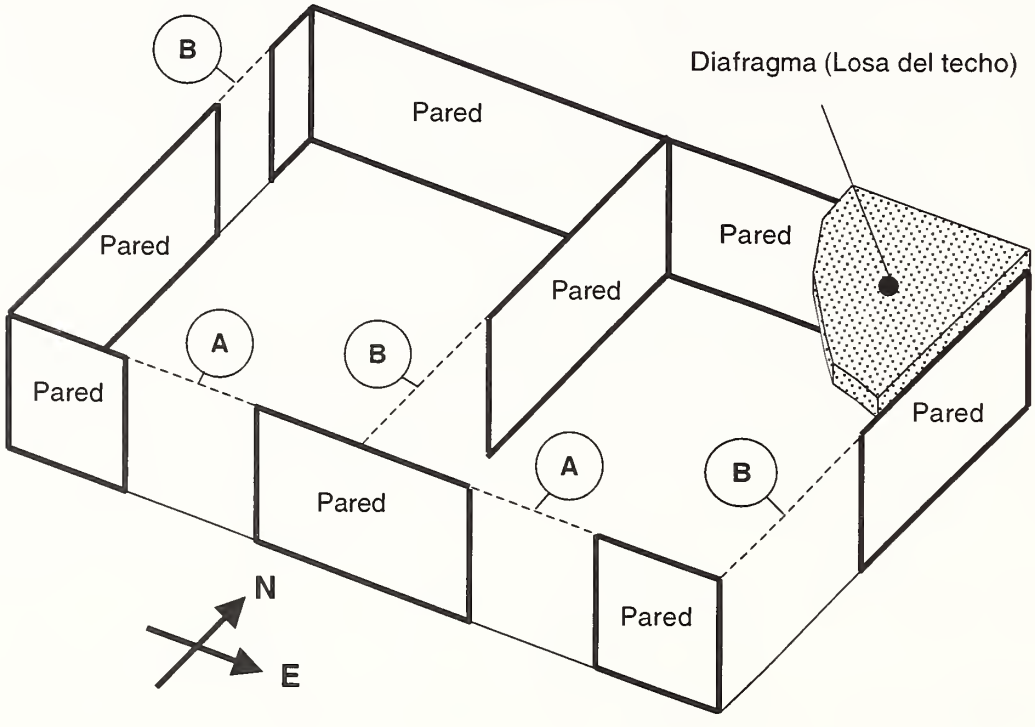


Figura 1.2 Diafragma y Sistema Colector

2. EL PROCESO DE EVALUACIÓN

2.0 Introducción

La metodología de la evaluación está basada en dirigir una serie de preguntas diseñadas para descubrir deficiencias y debilidades de un edificio usando los datos recogidos desde el lugar del edificio y los documentos pertinentes del diseño y la construcción. Las preguntas están en la forma de las declaraciones de evaluación positiva (listas de chequeo) que describen las características del edificio que son esenciales si las fallas observadas en terremotos y huracanes ya ocurridos van a ser evitadas. El ingeniero evaluador debe hacer declaraciones y determinar si el edificio está en conformidad, no-conformidad o no aplicables. Las declaraciones de conformidad identifican que las condiciones son aceptables, y las declaraciones de no-conformidad identifican condiciones en necesidad de mayor investigación. Este manual recomienda un proceso para proceder con las declaraciones que sean encontradas irregulares.

Se sugieren los siguientes pasos para el proceso de evaluación:

1. Recoger y revisar, antes de una visita al lugar, los documentos disponibles pertenecientes al diseño y la construcción del edificio para evaluación.

2. Seleccionar una serie de las declaraciones básicas y suplementarias de la evaluación para la clase del edificio y la revisión. También, revisar las declaraciones relacionadas a los riesgos geológicos del lugar, las zapatas y los componentes no estructurales.

3. Realizar una visita al lugar. Completar la hoja de datos (Anexo F). Si están disponibles los documentos de construcción, verificar que el edificio fue construido conforme a los documentos.

4. Realizar una evaluación de la lista de chequeo.

5. Realizar el análisis requerido para las declaraciones de la evaluación que han sido encontradas no conformes.

6. Realizar la evaluación final del edificio.

7. Preparar un informe de evaluación.

2.1 Visitas al Lugar y Obtención de Datos

El ingeniero evaluador debe estar presente en la primera visita al edificio y ahí debe tomar fotografías y hacer la evaluación inicial del edificio usando la lista de chequeo. El ingeniero evaluador debe entonces:

1. Determinar las condiciones del suelo del lugar, referirse al informe geotécnico, de estar disponible.

2. Establecer los siguientes parámetros del lugar y el suelo:
   a. El coeficiente pico de la aceleración del terreno (CGA) de la Fig. 2.1 si en lugar de las 1979 Provisionales, la fuerza lateral es determinada conforme a recomendaciones más apropiadas.
   b. El tipo del perfil del suelo (1, 2, 3, ó 4) derivado del informe geotécnico o del cuadro 2.1.

3. Obtener los datos del diseño del edificio incluyendo los dibujos y especificaciones originales del contrato y los dibujos y cálculos posteriores.

4. Investigar otros datos tales como evaluaciones del comportamiento del edificio después de la ocurrencia de terremotos y huracanes.

5. Evaluar el terreno que rodea a la estructura desde el punto de vista de su escabrosidad (por ejemplo, si es un terreno abierto, terreno suburbano, o terreno urbano). Esta información será utilizada si, en lugar las 1980 Provisionales, se considera necesario usar las recomendaciones más refinadas del Estándar ASCE 7-98.

6. Observar si el contra viento del terreno de la estructura contiene características que puedan producir una amplificación de las cargas procreadas por los vientos.

7. Preparar un sumario de los datos usando el formato del Anexo F.

Cuadro 2.1 Tipos de Perfil del Suelo* y Coeficientes del Lugar

Tipo de Perfil del Terreno		Coeficiente del Lugar, S
1	Perfil del terreno con roca cristalina, o suelos rígidos de rocas ígneas y metamórficas	1.00
2	Depósito sedimentario de origen marino.	1.20
3	Depósitos aluviales recientes con origen mixto.	1.20
4	Perfil del suelo no definido anteriormente.	1.35

- Estos tipos de suelo están definidos en 1979 Recomendaciones Provisionales.

Frecuentemente es difícil obtener la información necesaria para la evaluación del edificio. En muchos casos, la información necesitada no está disponible y requiere un esfuerzo diligente por parte del ingeniero evaluador. Los siguientes son ejemplos típicos:

a) Uno es el asunto del descubrimiento de la estructura. En muchos edificios la estructura está recubierta por terminaciones arquitectónicas, y el ingeniero tiene que ir a los áticos, a los espacios estrechos y densos.

b) La falta de planos y de cálculos también puede ser un problema, y esto es particularmente frustrante en relación con el estudio de estructuras de concreto.

c) También es difícil la evaluación de la calidad del material y los esfuerzos permisibles, y puede ser necesaria cierta prueba destructiva. La prueba destructiva y no destructiva del hormigón armado y los elementos de mampostería puede ser necesaria para determinar la capacidad y la calidad.

d) Si están disponibles los planos del refuerzo están disponibles, se puede hacer una cantidad limitada de exposición del refuerzo crítico para verificar su conformidad con los planos. Si no están disponibles los planos, la cantidad de refuerzo puede ser determinado por métodos no destructivos. Los resultados de las pruebas no destructivas deben ser verificados por una cantidad limitada de la exposición del refuerzo.

Cuando no está clara la naturaleza de un elemento o sistema estructural, se puede necesitar más trabajo en el lugar. El ingeniero original del diseño debe ser consultado de ser posible. El ingeniero de evaluación puede encontrar útil hacer alguna investigación sobre sistemas de edificios históricos, consultar viejos manuales, y quizás consultar ingenieros de mayor edad que tengan conocimiento de trabajos estructurales anteriores en la comunidad o en la región. Se puede obtener un buen conocimiento de

antiguas prácticas y requisitos de construcción a través del estudio de los requisitos del código de edificios aplicables en el lugar del edificio cuando éste fue construido. La evaluación, sin embargo, debe estar basada en hechos, no en presunciones, hasta la mayor extensión posible.

2.2 Selección y Revisión de las Declaraciones de la Evaluación.

Habiéndose visto el edificio y reunido todos los planos y demás datos disponibles, el ingeniero debe determinar el tipo de edificio y proceder con las declaraciones de la evaluación (lista de chequeo) de la siguiente manera:

1. Busque y defina con palabras y por dibujo tri-dimensional el sistema de resistencia a fuerzas laterales; haga uso de todos los componentes disponibles y efectivos para constituir un sistema.

2. Se debe usar un criterio al seleccionar el juego de declaración de evaluación apropiada.

3. Reproducir de los Anexos A, B, C, D y E, una lista de declaraciones de evaluación que se aplica al edificio que es evaluado.

4. Tentativamente conteste las declaraciones: Véase Capítulos 3 hasta 5 para fines de guía.

Si se encuentra que una declaración es satisfactoria, la condición que es evaluada es aceptable y el resultado, puede ser puesto aparte. Si una declaración es encontrada que no cumple o no es satisfactoria, existe una condición que necesita ser abordada después. Cada declaración incluye una referencia a una sección en particular en los Capítulos 3 hasta 5 en donde se hacen comentarios sobre los problemas. Estos capítulos están organizados conforme a los sistemas básicos del edificio, los riesgos geológicos del lugar y la zapata, y los componentes no estructurales.

Cada sección de comentario empieza con una discusión general del sistema pertinente, del componente, o elemento y termina con discusiones específicas de declaraciones de evaluación pertinentes de una o más de las listas en el Anexo A, B o C. El ingeniero evaluador debe siempre leer la discusión general al principio de cada capítulo y sección. La declaración es repetida y discutida en detalle y la deficiencia es descrita. En los casos más simples, el problema puede ser resuelto simplemente obteniendo más informaciones del lugar o el defecto puede ser tan obvio que se pueden hacer recomendaciones sin más investigaciones.

Cuando todas las declaraciones han sido abordadas, el ingeniero debe reunir la lista de deficiencia y los resultados del análisis y proceder a la evaluación final discutida en la sección 2.5.

2.3 Seguimiento del Trabajo en el Lugar.

1. El primer avalúo de las declaraciones de la evaluación puede indicar la necesidad de más informaciones sobre el edificio. El ingeniero debe planificar hacer lo siguiente:

2. Verificar los datos existentes;

3. Desarrollar otros datos necesitados (i.e., medir y dibujar el edificio si es necesario);

4. Verificar los sistemas de resistencia a cargas laterales;

5. Verificar la condición general del edificio;

6. Verificar las condiciones especiales, anormales y singulares;

7. Verificar de nuevo las declaraciones de evaluación estando en el lugar; y,

8. Realizar pruebas de materiales que están justificadas balanceando los costos de la prueba destructiva y el costo de trabajo correctivo.

2.4 Análisis de los Edificios

Los requisitos generales para el análisis del edificio (incluyendo la determinación del nivel de fuerza, la distribución horizontal de las fuerzas laterales, la torsión accidental y las fuerzas de vuelco) son discutidos en esta sección. Para las evaluaciones sísmicas, el procedimiento está basado en Recomendaciones Provisionales 1991 NEHRP y las Recomendaciones Provisionales para el Análisis Sísmico de Estructuras 1979. Para casos en donde el análisis dinámico es requerido, los requisitos generales son dados en la Sección 2.4.10. Para las evaluaciones de la resistencia al viento, los métodos para estimar los efectos del viento especificado en 1980 Provisionales deben ser usados, a menos que se considere necesario usar las provisionales más refinadas de la Norma ASCE 7-98.

2.4.1 Alcance del Análisis

Al manejar las declaraciones de evaluación que son encontradas no satisfactorias y que requieren análisis, sería mejor planificar una ronda apropiada de análisis que cubrirá los requisitos que no proceder uno a uno. El análisis usual consistirá de los siguientes pasos:

1. Cálculo del peso del edificio.

2. Cálculo del período del edificio.

3. Cálculo de la fuerza lateral en el edificio debido a efectos sísmicos 4, separadamente, a efectos del viento.

4. Distribución de la fuerza lateral sobre la altura del edificio y cálculo de los momentos de vuelvo y de corte del piso.

5. Distribución de los cortantes del piso a los elementos verticales resistentes en proporción a su relativa rigidez.

6. Análisis de los elementos individuales como fuera requerido por las declaraciones de la evaluación.
   a. Hacer diagramas de carga y reacción para los diafragmas y para los elementos de resistencia vertical (las fuerzas para los análisis de diafragma, paredes y pórticos son tomadas de estos diagramas).
   b. Calcular los esfuerzos de corte y las fuerzas de cuerdas en el diafragma.
   c. Análisis de los componentes verticales (paredes y pórticos) y las fuerzas de los miembros.
   d. Cálculo del total de fuerzas conforme a las combinaciones de carga especificadas.

Si están disponibles los cálculos originales del diseño, los análisis pueden ser utilizables con un factor para escalas relacionando la cortante base del diseño original con la cortante basal de este manual.

La distribución de los cortes del piso a los elementos de resistencia a las fuerzas laterales en ese piso en proporción a su rigidez efectiva es un procedimiento conveniente que debe tener resultados razonables para el caso de los pórticos de momento consistentes de vigas y columnas. Sin embargo, en estructuras de paredes de corte-pórtico de múltiples pisos o en estructuras en donde los elementos de resistencia a fuerzas laterales tienen rigidez lateral significativamente diferente o en donde la rigidez de los elementos de resistencia vertical cambia drásticamente en la altura de la estructura, una distribución de las cortantes del piso en proporción a la rigidez relativa de los elementos de resistencias verticales en el piso individual puede llevar a resultados erróneos. Para estos casos y similares, un análisis de toda la estructura bajo las cargas laterales prescritas es recomendado.

Se debe observar que si la carga sísmica, en una base de esfuerzo trabajo ordinario, es menor que una tercera parte de la carga total incluyendo las cargas de gravedad y sísmica, no puede haber sobre-esfuerzo en un miembro apropiadamente diseñado para cargas por gravedad y sísmicas, no puede haber sobre esfuerzo en un miembro apropiadamente diseñado para cargas de gravedad porque el aumento usual de un tercio en los esfuerzos permitibles para las cargas sísmicas proveerían la capacidad necesaria. Sin embargo, nada debe darse por suposición, incluso si los esfuerzos son aceptables, es necesario seguir los procedimientos en este manual incluyendo la lista

de verificaciones (chequeos) de la adecuacidad del paso de carga, los componentes de la resistencia a las fuerzas laterales y los detalles.

2.4.2 Demanda

Todos los componentes del edificio a ser evaluado deben poder resistir los efectos de las fuerzas sísmicas aquí prescritas y los efectos de las cargas de gravedad de las cargas muertas y las vivas. Las siguientes combinaciones de carga serán usadas:

$$Q = 1.1(Q_D + Q_L) \pm Q_E \qquad (2.1)$$

ó

$$Q = 0.9 Q_D \pm Q_E \qquad (2.2)$$

en donde

Q = el efecto de las cargas combinadas;

Q_D = el efecto de la carga muerta;

Q_L = la carga viva efectiva es igual al 25% de la carga viva del diseño no reducido pero no menor de la carga viva real;

Q_E = el efecto de las fuerzas (laterales (sísmicas o de vientos) $(0.75V)$

La porción sísmica o de vientos huracanados de la demanda (Q_E), es obtenida del análisis del edificio usando el cortante basal sísmico o de viento.

2.4.3 Análisis Sísmico y de Viento Huracanado del Edificio.

El cortante basal sísmico o de viento es la demanda básica sísmica o de viento en el edificio. Las fuerzas de los elementos obtenidas del análisis basado en esta demanda son las demandas del elemento, (Q_E), a ser usado en las combinaciones de carga Eq. 2.1 y 2.2.

El cortante de base (V), en una dirección dada, la distribución vertical de las fuerzas, y el cortante del piso debe ser determinado conforme a las Provisionales 1979 para carga sísmica y de 1980 Provisionales para calcular los efectos del viento para la carga del viento, a menos que sea considerado necesario para usar las provisiones más refinadas de la norma ASCE 7-98 cuando las Provisionales 1980 son usadas, las velocidades del viento deben ser multiplicadas por 1.3 para obtener velocidades del viento de 500 años.

2.4.4 Demanda en los Diafragmas

La deflexión en el plano del diafragma, como fuera determinado por el análisis ingenieril, no debe exceder de la deflexión permisible de los elementos unidos. La deflexión permisible debe ser la deflexión que permitirá que el elemento unido mantenga su integridad estructural bajo la carga individual y continua soportando las cargas prescritas sin poner en peligro a los ocupantes del edificio.

Los diafragmas del piso y del techo deben estar diseñados de manera que resistan fuerzas sísmicas determinadas de la siguiente manera. Una fuerza mínima igual a 0.5 PGA (Véase Fig. 2.1) veces el peso del diafragma y otros elementos del edificio anexos más la porción de la fuerza de corte sísmica al nivel requerido a ser transferido a los componentes del sistema de resistencia a fuerzas laterales debido a desplazamientos o cambios en la rigidez delos componentes sobre y debajo del diafragma. Para las fuerzas del piso y del techo, los diafragmas deben resistir las fuerzas horizontales del viento que deben ser transmitidos al sistema de resistencia a las fuerzas laterales.

Los diafragmas deben resistir tanto los esfuerzos cortantes como los de flexión resultantes de las fuerzas laterales. Los diafragmas deben tener estribos o postes (bichas comprimidas) para distribuir las fuerzas de amarre de las paredes al diafragma.

2.4.5 Demanda de Partes y Porciones del Edificio.

Esta sección se refiere a aquellos elementos del edificio que no son parte del sistema de resistencia a las fuerzas laterales. Estos elementos incluyen elementos arquitectónicos no estructurales (i.e., dependencias y revestimientos metálicos exteriores) y los elementos estructurales que no son parte del sistema de resistencia a fuerzas laterales o son parte del sistema de resistencia a las fuerzas laterales solamente en la otra dirección (i.e., paredes cuando estén consideradas con una orientación perpendicular a la dirección de las fuerzas laterales. Las partes y proporciones de las estructuras y los componentes no estructurales permanentes deben ser evaluados para verificar que pueden resistir las fuerzas sísmicas y de los vientos especificados más abajo. Todos los accesorios y dependencias, incluyendo los anclajes y arrostramientos requeridos, deben ser evaluados para las fuerzas sísmicas y de los vientos.

Cada elemento o componente evaluado debe resistir un total de fuerza de viento lateral de 1.3 veces la fuerza de viento como está especificada en 1980 Provisionales o una fuerza sísmica, F_{p1} de la siguiente manera:

$$F_p = 0.67(AC_c W_c) \qquad (2.3)$$

en donde

A = el valor de la aceleración sísmica básica dado en la Fig. 2.1.

C_c = el coeficiente dado en la Tabla 2.2, y

W_c = el peso del elemento o componente.

Tabla 2.2 - Coeficiente sísmico C_c

		C_c
Partes de la estructura	Paredes : No arriostrados (parapetos o antepecho y paredes en voladizos)	24
	Otras paredes exteriores en y sobre el piso de abajo	0.9
	Todas las paredes y particiones interiores con vigas y sin vigas.	0.9
	Verjas de mampostería o concreto sobre 2 mt. alto.	0.9
	Penthouse (excepto cuando este aporticado por una extensión del pórtico del edificio.	0.9
	Conexiones para elementos estructurales prefabricados que no sean paredes con fuerza aplicada en el centro de la gravedad.	0.9
Componentes no estructurales	Ornamentaciones y dependencias exteriores e interiores.	2.4
	Chimeneas, torres, torres de armaduras y tanques: Soportes sobre o proyectándose como voladizos no arriostrados sobre el techo más de la mitad de su altura total.	2.4
	Todos los demás incluyendo los soportados por debajo del techo con proyección no arriostrada sobre el techo menor de la mitad de su altura o arriostrados o articulados al pórtico de la estructura en o sobre su centro de masa.	0.9
	Equipo mecánico, de plomería y eléctrico.	0.9
	Anclajes para gabinetes y estantes de libros permanentes apoyados en el piso con más de 1.5 m. de altura (incluye contenido)	0.9
	Anclajes para techos suspendidos y accesorios de luces.	0.9

Cuando el techo y el revestimiento de cierres son evaluados para la carga del viento, ambas distribuciones de presión positiva y negativa (succión) localizadas deben ser consideradas como se ilustra en la Fig. 2.2

2.4.6 Rápida Verificación de Resistencia y Rigidez

Antes de empezar un análisis completo de un edificio convencional, el ingeniero evaluador es alentado a efectuar un chequeo rápido, un estimado global "por encima", de la resistencia y la rigidez del edificio. Los "Rápidos Chequeos" son impulsados por las declaraciones de la evaluación (listas de chequeos) en los Anexos A, B y C.

En la revisión de una estructura existente, puede ser necesario verificar al esfuerzo cortante promedio de los pesos superiores además del primer piso. En este caso, el esfuerzo cortante inducido sísmicamente para un piso superior puede ser aproximadamente de la siguiente manera:

$$V_j = \left(\frac{n+j}{n+1}\right)\left(\frac{W_j}{W}\right) 0.9V \qquad (2.4)$$

en donde

V_j = cortante del piso mínimo a nivel j del piso.

N = número total de pisos sobre nivel del suelo.

j = número del nivel de pisos bajo consideración.

W_j = total de carga muerta de todos los pisos sobre el nivel j,

W = total de carga muerta, y

V = cortante basal de las 1979 Provisionales

2.4.7 Esfuerzo de Corte en las Columnas de Pórtico de Concreto.

La ecuación de un estimado rápido del esfuerzo cortante promedio (V_{prom}), en las columnas de pórticos de concreto es la siguiente.

$$V_{prom} = \left(\frac{n_c}{n_c - n_f}\right)\left(\frac{V_j}{A_c}\right) \qquad (2.5)$$

en donde

n_c = número total de columnas,

n_f = número total de pórticos en la dirección de carga,

A_c = suma del área seccional transversal de todas las columnas en el piso bajo consideración, y

V_j = cortante del piso desde lo inducido por el terremoto o el huracán.

La ecuación 2.5 asume que casi todas las columnas en el pórtico tienen rigidez similar.

La ecuación 2.5 no debe ser usada si la rigidez de las columnas en un piso no es uniforme.

2.4.8 Esfuerzo de Corte en las Paredes de Corte

La ecuación para un estimado rápido del esfuerzo de la pared de corte promedio (V_{prom}), es como sigue:

$$V_{prom} = \left(\frac{V_j}{A_w} \right) \qquad (2.6)$$

en donde

V_j = cortante del piso a un nivel bajo consideración, y

A_w = suma del área seccional transversal horizontal de todas las paredes de corte en la dirección de carga. El área de la pared debe ser reducida por el área de cualquier abertura. Para las paredes de mampostería, use el área neta.

2.4.9 Capacidades de los Elementos

Calcule las capacidades de los elementos en fase la última resistencia de ACI 318-99. Al calcular las capacidades de los elementos deteriorados, el ingeniero evaluador debe hacer reducciones apropiadas en la resistencia, las propiedades de las secciones, y otros aspectos de la capacidad afectada por la deterioración.

2.4.10 Análisis de la Dinámica

El procedimiento dado en este Manual usa el procedimiento de fuerza lateral equivalente. El uso de un procedimiento de análisis de la dinámica es requerido para edificios altos, para edificios con irregularidades ocasionadas por una masa significativa o irregularidades geométricas, y para otros edificios en donde la distribución de las fuerzas laterales departe del asumido en el procedimiento de fuerza lateral equivalente.

2.4.11 Criterios de Aceptación

El análisis debe ser realizado conforme a los procedimientos dados en las secciones anteriores. La demanda total, *Q*, es calculada por la Ecuación A-1 ó 2-2 como se modifica más abajo. La capacidad, C, está calculada conforme a los procedimientos de la Sec. 2.4.9. El criterio de aceptación básico es:

$$Q \leq C \qquad (2.7)$$

En donde los elementos o porciones de un sistema de resistencia a fuerzas laterales se espera que se comporten en una manera más dúctil que el sistema en su totalidad.

Si todos los elementos importantes satisfacen los criterios básicos de aceptación como aquí se especifica, no es necesario otro análisis. Los elementos que no satisfacen los criterios de aceptación deben ser tratados en estudios adicionales o en un programa de rehabilitación.

2.5 Evaluación Final

2.5.1 Revisión de las Declaraciones y Respuestas.

A la terminación del trabajo en el lugar y el análisis, el ingeniero evaluador debe revisar las declaraciones de la evaluación y las respuestas para asegurar que todos los problemas han sido abordados.

2.5.2 *Q* versus *C*

El criterio $Q \leq C$ es una indicación de si el elemento satisface los requisitos de las "1991 NEHRP Recomendaciones Provisionales y las 1979 Recomendaciones Provisionales para el Análisis Sísmico de Estructuras" o los requisitos para cargas de viento definidas en la Sección 2.4.5.

2.5.3 Relación *D/C*

La seriedad de las deficiencias puede ser evaluada fácilmente enlistando la relación D/C en orden descendiente. El elemento con el mayor valor es la conexión más débil en el edificio. Si el elemento puede fallar sin arriesgar el edificio o puede ser fijado fácilmente, entonces se debe enfocar la atención en el elemento con la siguiente relación más inferior y sucesivamente.

2.5.4 Problemas Cuantitativos

Algunos de los procedimientos identifican deficiencias específicas sin ningún cálculo. Estas pueden ser preocupaciones generales (i.e., un edificio adyacente que está

demasiado cerca) o elementos preocupantes. Algunos serán difíciles de remediar, pero la evaluación identificará al menos el riesgo; otros simplemente pueden ser enlistados como problemas que son relativamente fáciles de resolver con un mejoramiento (i.e., agregar algunos amarres o reforzar una conexión).

2.5.5 Evaluación Final

La evaluación final es una declaración sobre el edificio basada en una revisión de los resultados cualitativos y cuantitativos de los procedimientos y la lista de deficiencias.

El ingeniero evaluador debe considerar los problemas cuidadosamente para evitar penalizar el edificio por los puntos técnicos finos fuera de lo contenido en la metodología de la evaluación, y visualizar el edificio en su última condición en terremotos y en huracanes.

2.6 Informe Final

El informe debe incluir los siguientes elementos:

1. Una descripción del edificio basándose en el sumario de datos del Anexo F.
2. El juego de declaraciones (Anexo A, B o C y Apéndices D y E) y una sinopsis de la investigación
3. Una lista de deficiencias que pueden ser corregidas para cambiar las respuestas de la declaración de NC (No Conforma) a C (Conforma).

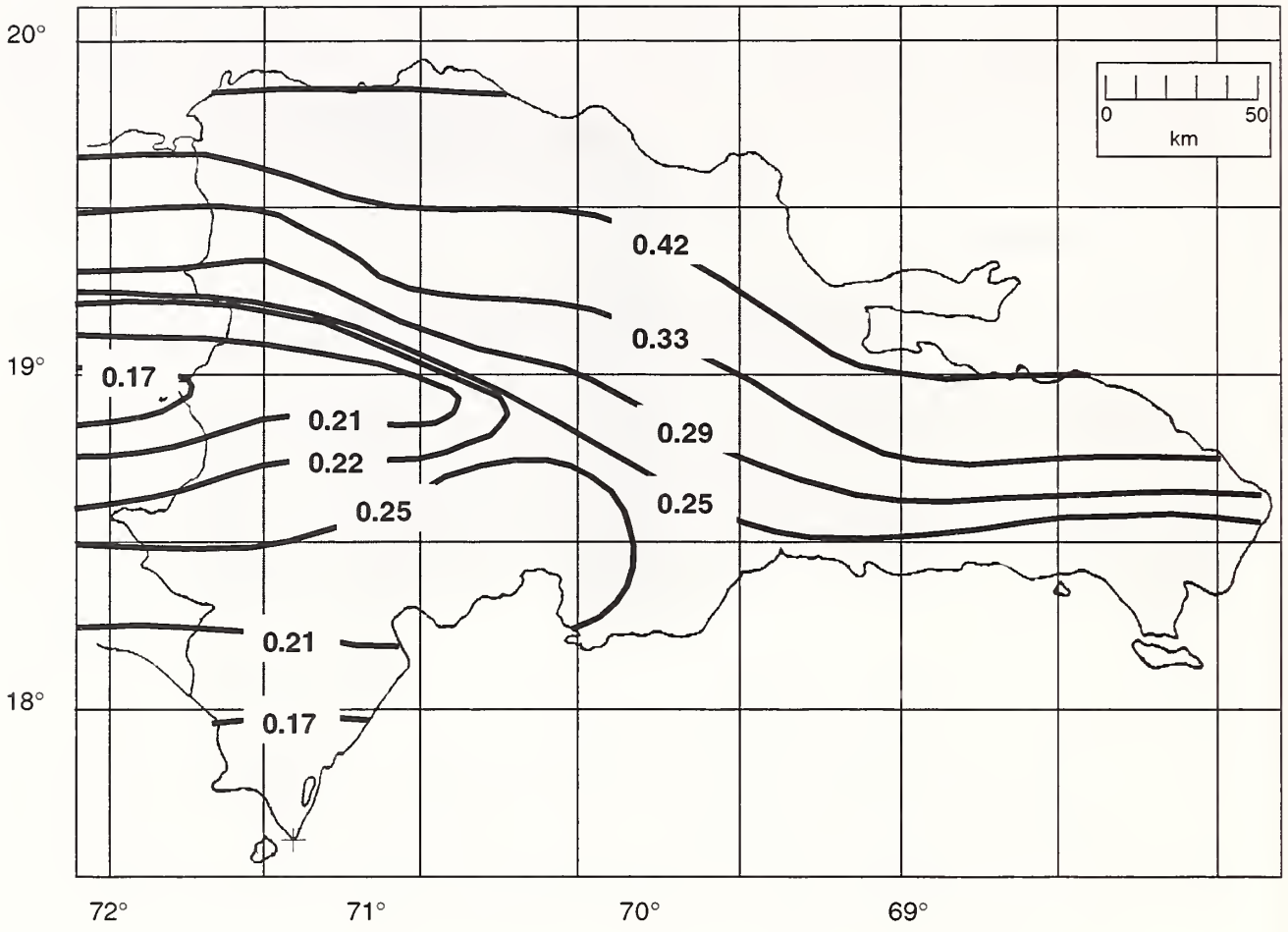


Figura 2.1— Contornos de aceleración sísmica (Periodo de retorno de 50 años, 10 % probabilidad de ser excedida)

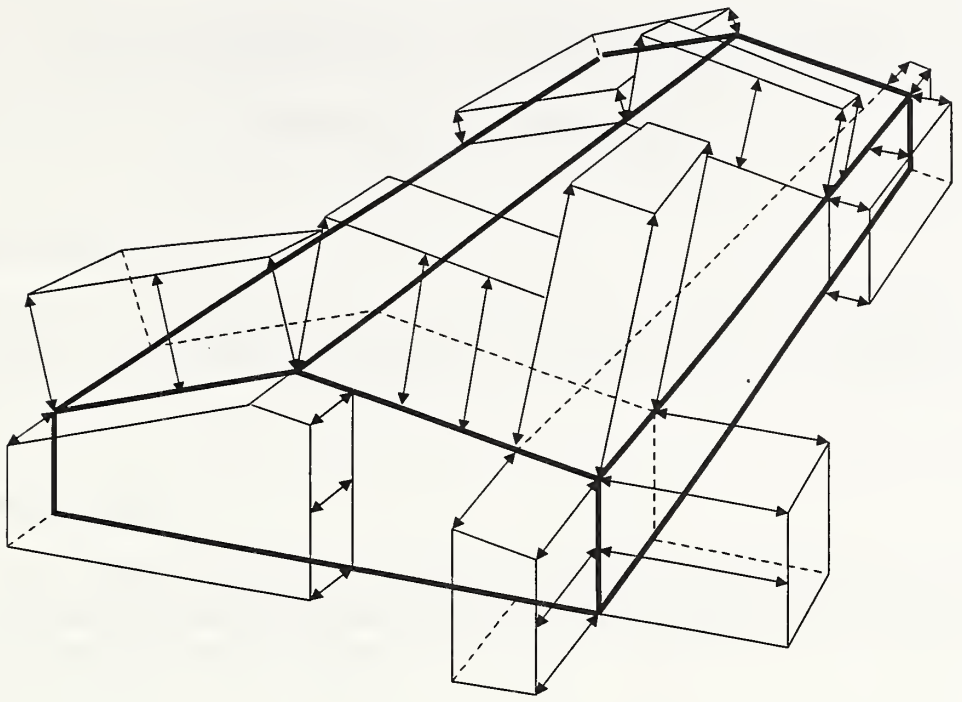


Figura 2.2— Distribución de presiones de viento localizadas

3. PROCEDIMIENTOS Y COMENTARIOS PARA SISTEMAS DE EDIFICIOS

3.0 Introducción

Este capítulo discute requisitos generales que se aplican a todos los edificios: paso de carga, edificios adyacentes, configuración, redundancia, y la condición de los materiales.

3.1 Paso de Carga

La estructura contiene un paso o sendero de carga para los efectos de la fuerza sísmica y de fuerza desde cualquier dirección horizontal que sirve para transferir las fuerzas laterales hasta la zapata.

Comentario:

Debe haber un sistema de resistencia a fuerzas laterales que formen un paso de carga entre la zapata, todos los niveles de diafragmas, y todas las porciones del edificio para un comportamiento apropiado bajo cargas sísmicas o de viento. El paso general es el siguiente: las fuerzas del terremoto, que se originan en todos los elementos del edificio, o las fuerzas del viento que se originan sobre la superficie del edificio, son transferidas a través de conexiones estructurales a los diafragmas horizontales; los diafragmas distribuyen estas fuerzas a los componentes de resistencia verticales tales como las paredes de corte y los pórticos; los elementos verticales transfieren las fuerzas a las zapatas; y las zapatas transfieren las fuerzas al terreno que lo soporta.

Si hay una discontinuidad en el paso de la carga, el edificio no puede resistir las fuerzas laterales no obstante la resistencia de los elementos existentes. Es necesario la mitigación con los elementos o conexiones necesarias para completar el paso de carga para lograr el nivel de comportamiento seleccionado. El ingeniero estructural debe ser cuidadoso por las "lagunas" que puedan existir en el paso de la carga. Los ejemplos incluirían una pared de corte que no se extienda hasta la zapata, faltante de una conexión del cortante entre el diafragma y los elementos verticales, una cuerda discontinua en el acoplamiento del diafragma, un colector faltante, o una conexión que sea incapaz de entregar una cortante del diafragma a una pared de corte o pórtico.

En los casos en donde hay una discontinuidad lateral, puede existir un paso de carga pero puede ser muy indeseable. Por ejemplo, en paredes discontinuas, el diafragma puede transferir las fuerzas del sistema de resistencia a las fuerzas laterales. Aunque no es ideal, puede ser posible demostrar que el paso de carga es aceptable.

Un paso de carga completo es un requisito básico para todos los edificios. Las declaraciones de evaluación (listas de chequeos) remanentes en este manual tienen por objetivo componentes específicos del paso de carga y su intención es ayudar al ingeniero evaluador a localizar "lagunas" potenciales en el paso de carga. Mientras ninguna declaración no satisfactoria en el procedimiento puede indicar una discontinuidad o inadecuacidad potencial en el paso de carga, la identificación de un paso de carga completo es el primer paso necesario antes de continuar la evaluación.

3.2 Edificios Adyacentes

Un edificio adyacente no debe estar ubicado cercano a una estructura que es evaluada tanto como el 4% de la altura.

Comentario:

Los edificios son frecuentemente construidos derechos hasta los linderos de propiedad para hacer el máximo uso del espacio, y los edificios históricamente han sido diseñados como si no existieran edificios adyacentes. Como resultado, los edificios pueden impactarse uno al otro, o golpeado, durante un terremoto. El impacto del edificio puede alterar la respuesta dinámica de ambos edificios, e imparte cargas adicionales de inercia en ambas estructuras.

Los edificios que son del mismo alto y cuyos pisos están colocados al mismo nivel tendrán un comportamiento dinámico similar. Si los edificios chocan, los pisos impactarán los unos a los otros, el daño debido al impacto generalmente estará limitado a los componentes no estructurales. Cuando los piso de los edificios adyacentes tienen elevaciones diferentes, los pisos impactarán las columnas del edificio adyacente y puede ocasionar daños estructurales (véase Fig. 3.1). Cuando los edificios son de diferentes alturas, el edificio más corto puede actuar como una contrafuerza para el edificio más alto. El edificio menos alto recibe una carga inesperada mientras que el edificio más alto sufre de una discontinuidad mayor de rigidez que altera su respuesta dinámica (véase Fig. 3.2). Puesto que ni el edificio está diseñado para estas condiciones existe un potencial e intenso daño y un posible colapso.

Los edificios que tienen la misma altura y piso al mismo nivel no necesitan cumplir con esta declaración. Las reparaciones no satisfactorias entre los edificios cuyos pisos no están al mismo nivel deben ser verificadas usando desplazamientos laterales calculadas para ambos edificios.

3.3 Configuración

El buen diseño, los detalles y la construcción son de un valor secundario si el edificio tiene una forma singular que no está considerada apropiadamente en el diseño.

Aunque un edificio con una configuración irregular puede ser diseñado para satisfacer todos los requisitos del código, probablemente no se comportará en un terremoto o en un huracán como un edificio con una configuración regular. Las deficiencias de la configuración típica incluye una geometría irregular, una debilidad en un piso dado, una concentración de masa, una discontinuidad en el sistema de resistencia a fuerza lateral, o una forma conductiva al desarrollo de los momentos aerodinámicos en el centro de rigidez del edificio o a los efectos inusuales de los vientos transversales.

Las irregularidades verticales están definidas en términos de discontinuidad de las resistencias, rigidez, geometría y masa. Estas cualidades están enlistadas separadamente pero están relacionadas y pueden ocurrir simultáneamente. Por ejemplo, el pórtico en la Fig. 3.3 tiene un primer piso alto. Puede ser un piso débil, un piso suave (flexible), o ambos dependiendo de la resistencia y rigidez relativa de este edificio y los pisos superiores.

Uno de los objetivos básicos en el diseño de un edificio es el uso eficiente de los materiales de manera que todos los miembros tengan el mismo esfuerzo y la fluencia es distribuida en todo el edificio. La fluencia distribuida disipa más energía y ayuda a evitar el fallo prematuro de cualquier elemento o grupos de elementos. Por ejemplo, en pórticos de momento es deseable tener columnas fuertes relativas a las vigas para ayudar a distribuir la formación de articulaciones plásticas en todo el edificio y evitar la formación de un mecanismo por piso. Las provisiones del código en relación a la irregularidad vertical intentan obtener este resultado. Las irregularidades significativas que ocasionarían daños a concentrarse en ciertas áreas requieren tratamiento especial.

Las irregularidades horizontales implican la distribución horizontal de las fuerzas laterales para pórticos o paredes de corte. Las irregularidades en la forma del mismo diafragma (i.e., diafragmas que tienen aleros o esquinas re-entrantes proyectadas) son discutidas en la sección 3.3.7.

3.3.1 Piso Débil

La observación visual o un chequeo rápido indica que no hay discontinuidades significativas de la resistencia en los elementos verticales del sistema de resistencia a la fuerza lateral. La rigidez del sistema de resistencia a la fuerza lateral en cualquier piso no debe ser menor que el 80% de la resistencia en un piso adyacente sobre o por debajo.

Comentario:

Un piso débil (flexible) es definido como uno en el cual la resistencia del piso es menor al 80%. La resistencia del piso es la resistencia total de todos los elementos de resistencia a la fuerza lateral, compartiendo el cortante del piso para la dirección bajo consideración. Es la capacidad cortante de las columnas o las paredes de corte. Si

las columnas están controladas en la flexión, la resistencia del cortante es la cortante correspondiente. Los pisos débiles (flexibles) se encuentran generalmente en donde existen las discontinuidades verticales, o en donde se han reducido el tamaño o el refuerzo de los miembros. Es necesario calcular las resistencias del piso y compararlas. La deficiencia que generalmente hace un piso débil es una resistencia inadecuada de las columnas del pórtico. El resultado de un piso débil (flexible) es una concentración de la actividad inelástica que puede resultar en el colapso parcial o total del piso. Un piso débil (flexible) es particularmente serio cuando se usa un factor de modificación de respuesta grande (R).

3.3.2 Piso Suave (Flexible)

La rigidez del sistema de resistencia a la fuerza lateral n cualquier piso no es menor que el 70% de la rigidez en un piso adyacente sobre o por debajo; o menos que el 80% de la rigidez promedio de los tres pisos sobre o por debajo.

Comentario:

Esta condición ocurre comúnmente en edificios comerciales con frentes abiertos en los almacenes frontales del sótano, y hoteles u otros edificios de hoteles y edificios de oficina con pisos primeros particularmente altos. La Figura 3.3 demuestra un ejemplo de todo un piso alto. Esos casos no son necesariamente pisos suaves (flexibles) porque las columnas altas pueden haber sido diseñadas con una rigidez apropiada, pero probablemente son pisos suaves (flexibles) ni han sido diseñados sin consideración al desplazamiento lateral del entrepiso. Los pisos suaves (flexibles) usualmente son revelados por un cambio abrupto en el desplazamiento lateral del entrepiso (deflexión del piso).

Aunque una comparación de la rigidez en los pisos adyacentes es el aproche directo, un simple primer piso puede ser trazar y comparar la deflexión del entrepiso como se indica en la Figura 3.4 si están disponibles los resultados del análisis.

La diferencia entre “suaves” y “débil” es la diferencia entre rigidez y resistencia. Una columna puede ser flexible pero fuerte o rígida pero débil. Un cambio en el tamaño de la columna puede afectar la resistencia y la rigidez y ambas necesitan de las columnas.

3.3.3 Geometría

No hay irregularidades geométricas significativas. No debe haber cambios en la dimensión horizontal del sistema de resistencia a fuerzas laterales de más del 30% en un piso relativo a los pisos adyacentes, excluyendo penthouses de un piso.

Comentario:

Las irregularidades geométricas generalmente son detectadas en un examen de variación piso a piso en las dimensiones del sistema de resistencia a fuerzas laterales (Fig. 3.5). Un edificio con sus pisos superiores asentados en una estructura de base más ancha es un ejemplo común. Otro ejemplo es un piso en un elevado multipisos que es reducido en su ancho por razones arquitectónicas. Se debe observar que la irregularidad está en las dimensiones del sistema de resistencia a las fuerzas laterales, no las dimensiones del edificio, y como tal, no debe ser obvio. Las irregularidades geométricas son fácilmente detectadas en una inspección de la variación, piso a piso, de las dimensiones de los sistemas laterales. La deficiencia está en la rigidez de algunas porciones del edificio.

Las irregularidades geométricas afectan la respuesta dinámica de la estructura, y puede llevar efectos de modo y concentraciones de demanda más altas e inesperadas.

3.3.4 Masa

No hay cambio de masa efectiva de más del 50% de un piso al siguiente, excluyendo los techos ligeros.

Comentario:

Las irregularidades de la masa pueden ser detectadas mediante la comparación de los pesos de pisos (Fig. 3.6). La más efectiva consiste del peso muerto de la estructura tributaria a cada nivel, más los pesos reales de las particiones y el equipo de cada piso. Un techo que es más ligero que el piso de abajo no debe ser considerado. La validez de esta aproximación es dependiente de la distribución vertical de la masa y la rigidez en el edificio. Las irregularidades de la masa afectan la respuesta dinámica de la estructura, y puede llevar a efectos de modo y concentraciones de demandas más altas e inesperadas.

3.3.5 Discontinuidades verticales

Todos los elementos verticales en el sistema de resistencia a fuerzas laterales deben ser continuos a la fundación.

Comentario:

Las discontinuidades son detectadas generalmente mediante observación visual. El ejemplo más común en una pared de corte discontinua. La pared de corte no es continua a la fundación sino que se detiene en un nivel superior. El cortante a ese nivel es transferido por el diafragma a otros elementos de resistencia más abajo. La transferencia de la fuerza puede ser utilizada a través de un poste (o biela comprimida)

si los elementos están en el mismo plano (Fig. 3.7) o a través de un diafragma de conexión si los elementos no están en el mismo plano (Fig. 3.8). En cualesquiera de los casos, las fuerzas de vuelco que se desarrolla en la pared continua descendiendo por las columnas que soportan la pared.

Este es un problema de resistencia local y ductilidad debajo del elemento descontinúo, no una irregularidad de resistencia o rigidez del piso global. El problema es que la pared puede tener una resistencia al cortante mayor que la considerada en el diseño (la resistencia requerida del código). Mientras que el poste o diafragma de conexión puede ser adecuado para transferir las fuerzas del cortante a los elementos adyacentes, las columnas que soportan las paredes son las más críticas. Se debe observar que los pórticos de momento pueden tener las mismas clases de discontinuidad aun cuando es raro.

Otra discontinuidad común es la falta de una columna en un piso inferior en donde una viga maestra de transferencia es usada para proveer una abertura mayor que el vano (o luces) típico. Las discontinuidades verticales son obvias: una pared o pórtico que simplemente se detiene en un piso superior. La deficiencia primaria está en la longitud de las columnas que soportan la pared. La deficiencia secundaria está en la longitud del poste o diafragma de conexión.

3.3.6 Torsión Inducida por el Terremoto

Los elementos de resistencia a fuerzas laterales forman un sistema bien balanceado que no está sujeto a una torsión significativa. La distancia entre el centro del piso de rigidez y el centro del piso de la masa debe ser menor que el 10% del ancho de la estructura en cualquier dimensión del plan mayor.

Comentario:

Cuando existe una torsión significativa en un edificio, el problema es por demandas adicionales y los desplazamientos laterales impuestos a los elementos verticales por la rotación del diafragma. Los edificios pueden ser diseñados para satisfacer las fuerzas del código incluyendo la torsión, pero los edificios con torsión severa son menos propensos a tener un comportamiento en los terremotos. Es mejor proveer un sistema balanceado al inicio más que diseñar una torsión en el sistema. Un problema son las columnas que soportan el diafragma, especialmente si las columnas se intentan que no sean parte del sistema de resistencia a las fuerzas laterales. Las columnas están forzadas a desplazarse lateralmente con el diafragma que induce fuerzas laterales. Esas columnas frecuentemente no están diseñadas para resistir estos movimientos.

Otro problema es la resistencia de los elementos verticales del sistema a fuerzas laterales que experimentan demandas sísmicas adicionales debido a la torsión.

En el caso del edificio A de la Fig. 3.9, el centro de gravedad está cerca del centro del diafragma mientras que el centro de rigidez también está cerca de la línea central pero cercana a la pared A. Bajo la carga longitudinal, la excentricidad, e1, entre el centro de gravedad (centro de la carga del terremoto) y el centro de rigidez (centro de resistencia ocasiona un momento a torsión. Toda la fuerza del terremoto es resistida directamente por la pared A. El momento a torsión es resistido por un par consistente de fuerzas iguales y opuestas en las paredes B y C. Estas dos paredes tienen desplazamiento en direcciones opuestas y el diafragma gira.

Bajo una carga transversal, si las paredes B y C tienen una rigidez igual, el edificio está simétrico y no hay excentricidad entre los centros de gravedad y de rotación y, por lo tanto, ninguna torsión. Las paredes B y C resisten directamente la fuerza del terremoto. Si las paredes B y C tienen una rigidez desigual, ellas comparten todavía la carga igualmente pero tienen diferentes cantidades de desplazamientos y esto produce la rotación del diafragma.

En el caso del edificio del caso B de la Fig. 3.9, se intenta el diafragma a la derecha. El centro de la gravedad cambia hacia la derecha y ahora hay una excentricidad, e2, para la carga transversal, así hay torsión. Las paredes no comparten ya la fuerza igualmente, y el diafragma gira.

Estos son casos muy simples para análisis y diseño y si los sistemas están diseñados y detallados apropiadamente, ellos pueden comportarse bien. Con las amplias proporciones sugeridas por la longitud de las paredes en la Figura 3.9 (caso A), los esfuerzos serán bajos y habrá poca rotación del diafragma. El problema aparece cuando el diafragma, y consecuentemente los esfuerzos del diafragma, se hacen grandes; cuando la rigidez de las paredes es reducida; o cuando las paredes tienen diferencias substanciales en la rigidez.

El edificio Caso C de la Figura 3.10 tiene una condición torsional más seria que las de la Figura 3.9. La pared A tiene mayor rigidez que la pared D como está indicado por sus longitudes relativas. En la carga transversal, el centro de rigidez está cerca de la pared A y existe un momento de torsión significativo. Las cuatro paredes están implicadas en la resistencia al momento torsional. Las paredes B, C y D, aunque suficientemente fuertes para diseñar fuerzas, tienen poca rigidez y que permiten una rotación substancial del diafragma. Aquí hay dos problemas. Primeramente, debido a la rotación del diafragma, hay un desplazamiento en E y F, que induce momentos de ladeos en las columnas que no pueden haber sido reconocidos en la columna. Su fallo puede llevar a un colapso. En segundo lugar, la estabilidad del edificio bajo cargas transversales depende de la pared D. El edificio del caso D en la Figura 3.10 aparece con la pared D fallada.

Las paredes remanentes A, B y C están en la configuración de la Figura 3.9 (caso A) y ahora hay una gran excentricidad que puede hacer que las paredes B y C fallen. Observe que ésta es una muestra de un edificio que le falta redundancia.

Cuando existe una rotación significativa en el diafragma, especialmente si las columnas no son parte del sistema de resistencia a fuerzas laterales. Los topes de las columnas están forzados a movilizarse lateralmente en relación a los pies de las columnas en el piso abajo. Esas columnas frecuentemente están diseñadas sin tener en cuenta estos movimientos. La buena práctica llama a una atención adecuada a todos los elementos que no son parte del sistema de resistencia a fuerzas laterales pero que sin embargo debe soportar movimientos inducidos por fuerzas laterales. Cualquier edificio con casi cualquier cantidad de torsión puede ser designado para satisfacer las fuerzas del código, pero los edificios con torsión severa no son propensos a comportarse bien en los terremotos.

Una deficiencia está en el trazado y las resistencias y rigidez de las paredes y los pórticos del sistema de resistencia a fuerzas laterales. Otra deficiencia está en la resistencia de las columnas que no son parte del sistema de resistencia a fuerzas laterales pero están forzadas a tener desplazamientos debido a la rotación del diafragma.

3.3.7 Torsión Inducida por el Viento

Los elementos resistentes a cargas laterales forman un sistema equilibrado que es capaz de resistir las fuerzas producidas por el viento las cuales actúan desde cualquier dirección y no es sometido a torsión significativa. En caso de una estructura no-flexible con un plano más o menos rectangular, la distancia, medida a lo largo de uno de los ejes principales del edificio, entre el punto de aplicación de la carga media inducida por la carga del viento perpendicular al eje y al centro de rigidez debe ser menor que el 15% del ancho de la estructura en cualquiera de las dimensiones principales plano. (Para esta evaluación son necesarios los planos estructurales)

Comentario:

Un estudio de la capacidad del edificio para resistir torsión inducida por el viento es necesario para las estructuras capaces de resistir las fuerzas del viento desde cualquier dirección. Para estructuras flexibles torsionalmente (frecuencia torsional de vibración $f < 1$ Hz), se requiere un análisis dinámico.

Para edificios con un plano de planta irregular, se requiere una estimación aerodinámica basada en pruebas conducidas en un túnel de viento o información adquirida a través de la literatura de ingeniería de viento. Para estructuras no flexibles (rígidas) con un plano de planta regular, la distancia medida a lo largo de los ejes principales del edificio, entre (1) el punto de aplicación de la carga promedio inducida por el viento perpendicular al ese eje, y (2) el centro de rigidez es menor que 0.15b donde b es la dimensión de la sección transversal horizontal. Por ejemplo, en caso de un edificio rectangular de dimensiones b y d, el punto de aplicación de la carga

promedio inducida por el viento perpendicular a las dimensiones b y d esta ubicada a una distancia b/2 y d/2 de los bordes del edificio, respectivamente.

3.4 Columnas Cautivas Cortas

No deben existir columnas en un piso con relaciones de altura/profundidad menores del 50% del cociente nominal de altura/profundidad de las columnas típicas en ese piso para la Seguridad Vital y el 75% para Ocupación Inmediata.

Comentario:

Las columnas cautivas cortas tienden a atraer fuerzas sísmicas debido a su altura rigidez relativa a otras columnas en un piso. Daños significativos han sido observados en columnas de estructuras de parqueo adyacentes a las losas de la rampa, aun en estructuras con paredes de corte. El comportamiento de la columna cautiva también puede ocurrir en edificios con ventanas piso a piso, o en edificios con paneles de relleno de mampostería alta parcial.

Si no están detalladas adecuadamente, las columnas pueden sufrir un fallo de corte no dúctil que puede provocar un colapso parcial de la estructura.

Una columna cautiva que posee la adecuada capacidad de corte para desarrollar una resistencia a flexión sobre la altura libre tendrá cierta ductilidad para evitar fallos no dúctiles repentinos del sistema de soporte vertical.

3.5 Empalmes de Varillas en Columnas

Todas las longitudes de solapes en todos los empalmes de varillas en columnas deben ser mayores que el 35 d_b para la Seguridad Vital y 50 d_b para Ocupación Inmediata, y están encerrados por estribos espaciados en o menos que 8 d_b.

Comentario:

Ubicado sobre el nivel del piso, los empalmes de las varillas en columnas están típicamente ubicados en regiones de formación de potenciales articulaciones plásticas. Los empalmes cortos pueden llevar a una pérdida repentina de la unión de las varillas de la columna. Este problema puede ser agravado por el desgarramiento de la cobertura de concreto que puede ocurrir durante los grandes desplazamientos del edificio. Empalmes ampliamente espaciados pueden resultar de un desgarramiento de la cobertura de concreto. Los fallos de los empalmes son repentinos y no dúctiles.

3.6 Losas Planas

El sistema de resistencia a fuerzas laterales no debe ser un pórtico consistente de columnas y losas planas o placas sin vigas. Las losas planas o placas clasificadas como componentes secundarios deben tener varillas inferiores continuas en las uniones de las columnas.

Comentario:

El problema es la transferencia de las fuerzas de corte y de flexión entre la losa y la columna que puede producir un fallo del esfuerzo cortante de penetración. La flexibilidad del sistema de resistencia a fuerzas laterales aumentará a medida que la losa se quebraja.

La continuidad del refuerzo inferior por la unión de la columna ayudará en la transferencia de las fuerzas y proveerá cierta resistencia para colapsar por la acción catenaria en el caso de un fallo del esfuerzo cortante de penetración (Fig. 3.11). Las varillas pueden ser consideradas continuas si tienen empalmes de solapes apropiados, acopladores mecánicos, o están desarrollados más allá del soporte.

Las losas planas no diseñadas para participar en el sistema de resistencia a fuerzas laterales pueden experimentar daños debido a los desplazamientos asociados con el desplazamiento total del edificio.

3.7 Deterioración del Concreto

No debe haber deterioro visible del concreto o del acero de refuerzo en cualesquiera de los elementos de resistencia a fuerzas laterales y verticales.

Comentario:

El concreto deteriorado o de pobre calidad y/o el acero corroído por intrusión del agua puede ocasionar pérdidas de resistencia de los elementos estructurales. El concreto desprendido sobre las varillas de refuerzo reduce la disponibilidad de la superficie para las uniones entre el concreto y el acero. La deficiencia es la reducción en las propiedades de los miembros.

3.8 Anclajes Post-Tensionados

No existe evidencia de corrosión o desprendimiento en la cercanía de la post-tensión o de los accesorios terminales. Los anclajes abobinados no han sido usados.

Comentario:

La corrosión en los anclajes post-tensionados puede llevar al fallo del sistema de la carga de gravedad si el movimiento del suelo produce un desprendimiento o derrumbe de cables de preforzados. Los anclajes abobinados (Fig. 3.12) se han comportado pobremente bajo la carga cíclica, y han sido prohibidas por las normas actuales.

3.9 Redundancia

El número de líneas en los pórticos de momento en cada dirección será mayor o igual a 2. El número de vanos de los pórticos de momento en cada línea será mayor que o igual a 2 para la Seguridad Vital y 3 para Ocupación Inmediata.

Comentario:

La redundancia es una característica fundamental de los sistemas de resistencia a fuerzas laterales con un comportamiento sísmico superior. La redundancia en la estructura asegurará que si un elemento en el sistema de resistencia a fuerzas laterales falla por cualquier razón, existe otro elemento presente que puede proveer resistencia a la fuerza lateral. La redundancia también provee múltiples ubicaciones para una fluencia potencial, distribuyendo la actividad inelástica en la estructura y mejorando la ductilidad y disipación de la energía. El edificio debe estar provisto de un sistema de redundancia de manera que la falla de un solo miembro, conexión o componente no afecte adversamente la estabilidad lateral de la estructura. En estructuras sin redundancia, todos los componentes deben permanecer operativos para que la estructura retenga su estabilidad lateral. Las características típicas de la redundancia incluyen líneas múltiples de resistencia para distribuir la fuerza lateral uniformemente por toda la estructura, y múltiples vanos en cada línea de resistencia para reducir las demandas cortantes y axiales en cualquier elemento (Fig. 3.13).

Si debe hacer una distinción entre la redundancia y la adecuacidad. Para los fines de este manual, se intenta que redundancia significa simplemente “más de uno”. No es para decir que para edificios grandes dos elementos son adecuados, o que para edificios pequeños uno no es suficiente. Cuando no está presente la redundancia en la estructura, se requieren análisis que demuestren la adecuacidad de los elementos de las fuerzas laterales.

El ingeniero evaluador debe verificar si la estabilidad depende de un elemento simple. De ser así, debe ser reportado en la evaluación final. Por ejemplo, si un pórtico solamente tiene una arriostra diagonal en el segundo piso y la arriostra falla, el pórtico perdería toda la capacidad y esto puede afectar los pórticos restantes y llevar a un colapso el edificio.

Otro elemento crítico puede ser una unión soldada en el acero de refuerzo en una cuerda de un edificio prefabricado o una conexión del colector a una pared de corte.

Ese defecto puede resultar cuando una parte relativamente menor no recibe un nivel de cuidado en su diseño, detalle y construcción que es conmensurado con su importancia al edificio.

3.10 Paredes Interferentes

Todas las paredes de relleno ubicadas en los pórticos del momento deben estar aisladas de los elementos estructurales.

Comentario:

Cuando una pared de relleno está conectada a un pórtico de momento, la pared se convierte en una parte no intentada del sistema de resistencia a fuerzas laterales y toma cargas que puede ocasionar que falle. La deficiencia es una conexión inapropiada de la pared al pórtico. Típicamente estas paredes no están diseñadas y detalladas para participar en el sistema de resistencia a fuerzas laterales y pueden estar sujetas a un daño significativo.

Las paredes interfirientes deben ser verificadas por las fuerzas inducidas por el pórtico, particularmente, el daño a estas paredes puede llevar a riesgos de fallas cerca del medio de egreso. Los pórticos deben ser verificados para las fuerzas inducidas por el contrato con las paredes, particularmente si las paredes no tienen altura total, o no rellenan completamente el vano.

3.11 Verificación de Esfuerzos de Corte

El esfuerzo de corte en las columnas de concreto debe ser menor de 0.7 MPa (7 kgf/cm^2) ó $\sqrt{f'_c}/6$. El esfuerzo de corte en las paredes de concreto debe ser menor de 1.0 MPa (10 kgf/cm^2) ó $\sqrt{f'_c}/4$, si el área seccional transversal de las paredes en un piso es menor que el 3% del área del piso. Si es mayor que el 3%, no se necesita ninguna verificación del esfuerzo de corte.

Comentario:

La verificación del esfuerzo de corte provee una evaluación rápida de todo el nivel de demanda en la estructura. El problema es la longitud total del edificio. Terremotos anteriores han demostrado que los edificios que tenían total de un área seccional transversal de la pared en un piso mayor que el 3% del área del piso se comportaron bien.

3.12 Verificación del Esfuerzo Axial

El esfuerzo axial debido a las cargas de gravedad en columnas sujetas a fuerzas de vuelco debe ser menor que 0.10 f'_c. Alternativamente, el esfuerzo axial debido a las fuerzas de vuelco solamente debe ser menor que 0.3 f'_c.

Comentario:

Las columnas que transportan una cantidad substancial de carga de gravedad pueden tener capacidad adicional limitada para resistir fuerzas laterales. Cuando las fuerzas axiales debidas a los momentos de vuelcos ocasionados por las cargas laterales son agregadas, las columnas puedes desquebrajarse en una forma no dúctil debido a la comprensión axial excesiva.

El cálculo alternativo de los esfuerzos de vuelco debido a las fuerzas sísmicas o de viento solamente es intentado para proveer un medio de sacar los pórticos con cargas de gran gravedad, pero sabe que tienen fuerzas de vuelco sísmicas pequeñas.

Cuando ambas demandas son grandes, los efectos combinados de las fuerzas de gravedad y lateral deben ser calculadas para demostrar cumplimiento.

3.13 Columnas de Concreto

Todos los aceros de columnas longitudinales deben estar empalmados a los cimientos y los empalmes deben de ser capaces de desarrollar la capacidad de tensión de la columna.

Comentario:

Las columnas de concreto que son parte del sistema de resistencia a fuerzas laterales deben ser conectadas a la transferencia de las fuerzas de levantamiento y cortantes hacia la fundación (Fig. 3.14). La ausencia de una conexión substancial entre las columnas y la fundación puede permitir que se levante o deslice fuera de los soportes lo que limitara la capacidad de las columnas para soportar las cargas verticales o las fuerzas laterales de resistencia.

3.14 Elementos Pretensados

Los pórticos de resistencia a las cargas laterales no deben incluir ningún elemento pretensado o postensado.

Comentario:

Los elementos de resistencia que tienen elementos pretensado o postensados no pueden comportarse en una manera dúctil. El problema está en la resistencia de los

pórticos durante la deformación inelástica. Verifique la capacidad de los miembros y las uniones usando todos los refuerzos de acero dulce que estén disponibles y pretensados con adherencias cuando fuese apropiado. El valor R usado para la evaluación del comportamiento bajo los efectos sísmicos deben reflejar la ductilidad y amortiguamiento del sistema. Si no está disponible la información, múltiple el valor R usado para la evaluación del comportamiento bajo los efectos sísmicos deben reflejar la ductilidad y amortiguamiento, múltiple el valor R seleccionado en base refuerzo de acero dulce por 0.75 para saber el efecto del pretensado.

3.15 No Fallos de Corte

La capacidad de corte de las columnas de los pórticos debe desarrollar la capacidad del momento en la parte superior e inferior de las columnas.

Comentario:

Si la capacidad de corte de una columna es alcanzada antes de la capacidad del momento hay un potencial para un fallo frágil y súbito de la columna llevando al colapso. La capacidad de corte es el cortante asociado con la probable resistencia de momento a flexión, M_{pr}. Este es el momento máximo que una viga o una columna puede desarrollar. Esta capacidad de momento está calculada con dos intenciones intentadas para capturar la capacidad máxima: (1) las varillas de tensión están en su resistencia de fluencia real que es asumido, puesto que generalmente no es conocido, a ser 1.25 veces la fluencia mínima especificada; y (2) $\phi = 1.0$ (i.e., no hay reducción de capacidad como se requiere para el diseño).

Como está indicado en la Figura 3.15, $V_e = 2\ M_{pr}/L$ en donde L es la longitud del miembro. Esta es una demanda del máximo cortante posible. Observe que la capacidad cortante de un miembro está afectado por la carga axial. La capacidad cortante debe estar basada en la carga axial más critica. La deficiencia es una capacidad cortante inadecuada en las columnas o vigas.

3.16 Columna Fuerte / Viga Débil

La suma de la capacidad del momento de las columnas debe ser un 20% mayor que la de las vigas en las uniones de los pórticos.

Comentario:

Cuando las columnas no son suficientemente fuertes para forzar la articulación plásticas en las vigas, la articulación plástica de la columna puede llevar a los mecanismos del piso y una concentración de actividad inelástica a un solo nivel. El buen comportamiento post-elástico consiste de la fluencia distribuida en todo el pórtico. Un mecanismo del piso limitará las fuerzas en los niveles de arriba, evitando fluencias

en los niveles superiores. Las uniones en el nivel del techo no deben ser consideradas.

Si se puede demostrar que las columnas no satisfactorias son suficientemente fuertes para resistir las demandas calculadas con suficiente resistencia, se puede esperar un comportamiento aceptable.

Un procedimiento alterno verifica la formación de un mecanismo del piso. La resistencia del piso es la suma de las capacidades de todas las columnas limitadas por la acción de control. Si las columnas son cortantes criticas, se forma un mecanismo cortante en la capacidad de corte de las columnas. Si las columnas son controladas por flexión, se forma un mecanismo a flexión en un cortante correspondiente a la capacidad a flexión.

3.17 Varillas de las Vigas

Al menos dos varillas longitudinales superiores y dos varillas longitudinales inferiores deben extenderse continuamente en toda la longitud de cada viga del pórtico. Al menos el 25% de las varillas longitudinales provistas en las uniones para cada momento positivo o negativo deben ser continuas en todos los miembros.

Comentario:

El requisito para las dos varillas continuas es una medida para evitar el colapso. En el caso de un completo fallo de la viga, las varillas continuas evitaran el colapso total del piso de soporte manteniendo la viga en el lugar por la acción catenaria.

Las técnicas previas de construcción usaban varillas dobladas longitudinalmente hacia arriba para reforzar la parte superior en el punto de inflexión de la carga de gravedad. Se desea cierta cantidad de refuerzo superior e inferior porque los momentos debidos a las fuerzas laterales pueden cambiar la ubicación del punto de inflexión.

Debido a que las vigas no satisfactorias son vulnerables a colapsar, las vigas deben resistir las demandas en un nivel elástico. El refuerzo continuo de la losa adyacente a la viga puede ser considerado como refuerzo superior continuo.

3.18 Empalmes de Varillas y Vigas

Los empalmes de solape para refuerzo longitudinal de la viga deben estar ubicados dentro de la mitad del centro de la longitud del miembro y no deben estar ubicados en la vecindad de potenciales ubicaciones de articulaciones plásticas.

Comentario:

Los empalmes de solape ubicados al extremo de las vigas y en la vecindad de las articulaciones plásticas potenciales no pueden desarrollar toda la capacidad del momento de la viga a medida que el concreto se degrada durante múltiples ciclos.

Los solapes de comprensión cortos típicos para el acero inferior ubicado en las uniones columna-viga puede que no sean suficientes para desarrollar momentos de fluencia positiva y esto puede llevar a articulaciones plásticas en niveles por debajo de la resistencia de fluencia de las vigas.

3.19 Espacios Columna-Estribos

Las columnas de los pórticos deben tener estribos espaciados en o menos d/4 en toda su longitud y en o menos 8 d_b en todas las regiones potenciales de articulaciones plásticas.

Comentario:

Los estribos espaciados ampliamente reducirán la ductilidad de la columna, y no pueden mantener una capacidad total del momento en los diferentes ciclos. Las columnas con estribos ampliamente espaciados tienen una capacidad limitada de corte y fallos del corte no dúctil pueden producirse.

3.20 Espaciamiento de Estribos

Todas las vigas deben tener estribos espaciados a o menos de d/2 en toda su longitud. En ubicaciones de potenciales articulaciones plásticas, los estribos deben estar espaciados en o menos que el mínimo 8 d_b o d_4.

Comentario:

Sin estribos espaciado cercanamente, las vigas no pueden mantener los momentos a nivel de fluencia bajo ciclos repetidos.

3.21 Refuerzos en las Uniones

Las uniones en las columnas-vigas deben tener estribos espaciados a o menos de 8 d_b.

Comentario:

Las uniones columna-viga sin refuerzo del cortante no pueden desarrollar la resistencia de los miembros conectados, y esto puede llevar a un fallo frágil y súbito de la unión. Las columnas exteriores son especialmente vulnerables porque el confinamiento de la unión está limitado a tres lados (a lo largo del exterior) o dos lados (en una esquina).

3.22 Excentricidad de la Unión

No debe haber excentricidad superiores del 20% de la dimensión más pequeña del plan de la columna entre la viga maestra y las líneas centrales de la columna.

Comentario:

Las excentricidades de la unión pueden provocar altas demandas torsionales en el área de la unión, lo que ocasionará altos esfuerzos cortantes.

3.23 Estribos y Ganchos

Los estribos de la viga y los estribos de las columnas deben ser anclados en los núcleos de los miembros con ganchos de 135° o más.

Comentario:

Para ser completamente efectivo, los estribos y los enlaces deben ser anclados en el núcleo confinado del miembro. Ganchos de 90° están anclados dentro de la cobertura de concreto no son confiable si la cobertura se desprende durante la articulación plástica. La cantidad de resistencia de corte y el confinamiento será reducida si los estribos no están bien anclados.

3.24 Continuidad de Diafragma

El diafragma no debe estar compuesto de pisos de niveles separados.

Comentario:

Los pisos y techos de niveles separados, o diafragmas interrumpidos por las uniones de expansión, crean discontinuidades en el diafragma. Esta condición es común en las

estructuras de parqueos de rampa. Es un problema común a menos que se usen detalles especiales, o elementos de resistencia a las fuerzas laterales se proveen en el desfasamiento vertical del diafragma o en ambos lados de las unidades de expansión. Dicha discontinuidad puede ocasionar que el diafragma funcione como un elemento voladizo o diafragma de tres lados. Si el diafragma no está soportado en al menos tres lados por elementos resistentes a las fuerzas laterales, las fuerzas torsionales en el diafragma pueden ocasionar que sean inestables. Tanto en el voladizo como en los casos de tres lados, la deflexión lateral aumentada en el diafragma descontinúo puede aumentar el daño a, o colapsar los elementos de soporte. Si el paso de la carga es incompleto, la mitigación con elementos o conexiones requiere completar el paso de la carga.

3.25 Irregularidades de Planta

Debe existir una capacidad de tensión capaz de desarrollar la resistencia del diafragma en las esquinas re-entrantes u otras ubicaciones con irregularidades de planta.

Comentario:

Los diafragmas con irregularidades de la planta tales como extensiones de alas, intercalaciones en el plano, o configuraciones de forma E-, T-, X-, L-, o C- tienen esquinas re-entrantes en donde se pueden desarrollar fuerzas comprensivas (Fig. 3.16). El diafragma puede no tener suficiente resistencia en las esquinas re-entrantes para resistir las fuerzas de tensión. El daño local puede ocurrir (Fig. 3.17).

3.26 Refuerzo del Diafragma en Aberturas

Debe haber un refuerzo en las aberturas del diafragma mayor que el 50% del ancho del edificio en cualquiera de las dimensiones del plano principal. Esta declaración se aplica solamente al nivel de comportamiento de la Ocupación Inmediata.

Comentario:

Las aberturas en los diafragmas aumentan los esfuerzos del cortante e induce los momentos secundarios en los segmentos del diafragma adyacentes a las aberturas. Las fuerzas de tensión y comprensión están generadas a lo largo de los bordes de estos segmentos por los momentos secundarios, y debe ser resistido por los elementos de cuerda en los subdiafragmas alrededor de las aberturas.

Las aberturas que son pequeñas con relación a las dimensiones del diafragma pueden tener solamente un impacto insignificante. Las aberturas que son grandes en relación

con las dimensiones del diafragma pueden reducir substancialmente la rigidez del diafragma e inducir grandes fuerzas alrededor de las aberturas (Fig. 3.18).

3.27 Carga Lateral en las Cabezas de Unión de Pilotes

Las cabezas de las uniones de pilotes deben tener refuerzo superior y los pilotes deben estar ancladas en las cabezas.

Comentario:

Las fundaciones de los pilotes deben haber sido diseñadas considerando las cargas de gravedad descendentes solamente. Un problema potencial es la falta de un refuerzo en la parte superior en la cabeza del pilote y la falta de una conexión positiva entre los pilotes y la cabeza del pilote. Los pilotes pueden ser encajados en la cabeza sin ninguna conexión para resistir la tensión.

Las fuerzas laterales pueden inducir a un levantamiento en la fundación que debe ser entregada a los pilotes para la estabilidad del vuelco. La ausencia del refuerzo del tope significa que la cabeza del pilote no puede distribuir las fuerzas de levantamiento a los pilotes. La ausencia de las conexiones de la tensión del pilote significa que las fuerzas no pueden ser transferidas a los pilotes.

3.28 Grietas en la Pared de Concreto

Todas las grietas diagonales existentes en los elementos de la pared deben ser menores de 1.0 mm, no deben de estar concentradas en una ubicación, y no deben formar un patrón X.

Comentario:

Las grietas pequeñas en los elementos de concreto tienen poco efecto en la resistencia. Una reducción significativa en la resistencia es generalmente el resultado de grandes desplazamientos o quebradura del concreto. Solamente cuando las grietas son suficientemente amplias para evitar el enclavamiento agregado o tienen el potencial para el pandeo del acero del refuerzo hace que la adecuacidad de la capacidad del concreto se convierta en problema.

El ancho de la grieta es usado generalmente como un indicador conveniente del daño a una pared, pero se debe observar que estudios recientes enumeran otros factores, tales como ubicación, orientación, número, distribución y patrón de las grietas a ser igualmente importante para medir la extensión del daño presente en las paredes de corte. Todos estos factores deben ser considerados al evaluar la capacidad reducida de un elemento agrietado.

3.29 Pórticos Completos

Los pórticos de acero o concreto clasificados como componentes secundarios deben formar un sistema completo portante de carga vertical.

Comentario:

Si el pórtico no forma un sistema completo portante de carga vertical, la pared deberá tener un soporte vertical como paredes de carga (véase Fig. 3.19). Un pórtico es incompleto si no hay columnas vaciadas en la pared, no hay columnas adyacentes en la pared, y las vigas se anclan en la pared solamente soportándola.

Durante un terremoto o huracán, las paredes de corte que puedan dañarse, pueden perder su capacidad para soportar las cargas verticales.

El comportamiento satisfactorio puede ser demostrado si la pared es considerada adecuada para fuerzas combinadas verticales sísmicas o de vientos.

3.30 Acero de Refuerzo

La razón del área del acero de refuerzo al área de concreto bruto debe ser mayor que 0.0015 en dirección vertical y 0.0025 en dirección horizontal. La separación del acero de refuerzo debe ser igual a o menos que 450 mm.

Comentario:

Si las paredes no tienen suficiente acero de refuerzo, tendrán capacidad limitada en las fuerzas sísmicas de resistencia. La pared igualmente se comportará en una manera no dúctil para las fuerzas inelásticas.

3.31 Aberturas del Diafragma en las Paredes de Corte

Las aberturas del diafragma inmediatamente adyacentes a las paredes de corte serán menor del 25% de la longitud de la pared para la Seguridad Vital y 15% de la longitud de la pared para Ocupación Inmediata.

Las aberturas grandes en las paredes de corte limitan significativamente la capacidad del diafragma de transferir las fuerzas laterales a la pared (véase Fig. 3.20). La abertura reduce la longitud para la transferencia de las fuerzas cortantes desde L hasta A+B. Esto puede tener un efecto compuesto si la abertura está cerca de un extremo de la pared y divide el diafragma en pequeños segmentos con rigidez limitada que no son efectivos en transferir el cortante a la pared. Esto puede tener el efecto neto de una abertura más grande. Las aberturas grandes también pueden limitar la capacidad del diafragma de proveer el soporte fuera del plano para la pared.

La presencia de postes (bielas comprimidas) de arrastre desarrollados en el diafragma fuera de la pared ayudará a mitigar este efecto.

3.32 Transferencia a las Paredes de Corte

Los diafragmas deben ser reforzados y conectados para la transferencia de las cargas a las paredes de corte, y deben desarrollar la resistencia del corte de las paredes.

Comentario:

Los diafragmas del piso o del techo deben estar conectados a las paredes de corte para proveer un paso de carga completo para la transferencia de las fuerzas de corte del diafragma a las paredes. Donde la pared no extiende la profundidad total del diafragma, esta conexión puede incluir los colectores o los postes de arrastre. Los colectores y los cortes de arrastre deben ser continuos transversalmente interceptando los miembros aporticados, y deben estar adecuadamente conectados a la pared para entregar fuerza de comprensión y alta tensión en una ubicación concentrada.

En el caso de edificios de pórticos con paredes de relleno, el comportamiento bajo cargas laterales depende de la interacción entre el pórtico y las paredes de relleno; y el comportamiento es más similar al del edificio de pared cortante. El paso de la carga entre los diafragmas y los paneles de relleno idóneo por los elementos del pórtico, que también pueden actuar como postes de arrastres y colectores. En este caso, la declaración de la evaluación está dirigida a la conexión entre el diafragma y los elementos del pórtico.

Si la conexión no existe, la mitigación es necesaria con elementos o conexiones requeridos para transferir el corte del diafragma a las paredes de corte.

3.33 Empalmes de Fundaciones

Las paredes deben estar empalmadas en la fundación.

Comentario:

La ausencia de una conexión adecuada entre las paredes de corte y la fundación es un vacío en el paso de carga que limitará la capacidad de las paredes de corte para resistir las fuerzas laterales.

Si la conexión no existe, la mitigación con elementos o conexiones necesarios es necesaria para anclar las paredes a la zapata (fundación).

3.34 Compatibilidad de la Deflexión

Los componentes secundarios deben tener capacidad de corte para desarrollar la resistencia a la flexión de los elementos y deben ser dúctiles.

Comentario:

Los componentes del pórtico, especialmente las columnas, que no están específicamente diseñados para participar en el sistema de resistencia las fuerzas laterales sufrirán desplazamientos asociados con toda la deflexión del entrepiso. Si las columnas están ubicadas a cierta distancia de los elementos de resistencia a fuerzas laterales, las deflexiones agregadas ocasionadas por los diafragmas del piso semi-rígidos aumentarán la deflexión. Las columnas rígidas, diseñadas para cargas de gravedad potencialmente altas, pueden desarrollar momentos de flexión significativos debido a las deflexiones impuestas. La interacción de fuerza axial-momento puede llevar a un fallo no dúctil de las columnas y un colapso del edificio.

3.35 Vigas de Acoplamiento

Los estribos en todas las vigas de acoplamiento en los medios de egreso deben ser espaciados en o menos de d/2 y deben ser ancladas en el núcleo con ganchos de 135° ó más.

Comentario:

Las vigas de acoplamiento con suficiente resistencia y rigidez pueden aumentar la rigidez lateral del sistema significativamente fuera de la rigidez de las paredes independientes. Cuando las paredes se flexionan lateralmente, los grandes momentos y los cortes están inducidos en las vigas de acoplamiento a medida que resisten las deformaciones impuestas. Las vigas de acoplamiento también unen las paredes acopladas para la resistencia de vuelco (véase Fig. 3.21).

El refuerzo de la viga de acoplamiento es inadecuado frecuentemente para las demandas que pueden ser inducidas por el movimiento de las paredes de acoplamiento. Las fuerzas sísmicas pueden dañar y aminorar las vigas de acoplamiento tan severamente que el sistema se degenera en un par de paredes independientes. Esto cambia la distribución de las fuerzas de vuelco que pueden producir problemas de estabilidad potenciales para las paredes independientes. El refuerzo del borde puede también ser inadecuada para las demandas de flexión si las paredes actúan independiente.

Si las vigas de acoplamiento están ligeramente reforzadas, su degradación puede producir caída de desechos que es un riesgo para la seguridad de los humanos, especialmente en las ubicaciones de los egresos.

3.36 Vuelco

Todas las paredes de corte deben tener relaciones cocientes alto/largo menos de 4 a 1. Las pilastras de la pared no deben ser consideradas.

Comentario:

Las paredes de corte altas y delgadas pueden tener resistencia de vuelco limitada. Los desplazamientos en la parte superior del edificio serán mayores que anticipados si las fuerzas de vuelco no tienen resistencia adecuada.

Frecuentemente, se puede encontrar suficiente resistencia en los vanos inmediatamente adyacentes, si está presente un paso de carga para activar las cargas muertas de la columna adyacente.

3.37 Refuerzo de Encierro

Para las paredes de corte con relaciones con cociente alto/largo mayor que 2.0, los elementos límites deben estar encerrados con espirales o estribos con separaciones menos de $8d_b$.

Comentario:

Las paredes de corte efectivas completamente requieren elementos de borde a ser encerrados apropiadamente con estribos espaciados cercanamente (véase Fig. 3.22). La degradación del concreto en la vecindad de los elementos bordes puede producir el pandeo de varillas en comprensión y fallo de los empalmes de solape en tensión. El fallo no dúctil de los elementos límites llevará a una capacidad reducida para resistir las fuerzas de vuelco.

3.38 Refuerzo en las Aberturas

Se debe agregar un refuerzo especial alrededor de todas las aberturas de la pared.

Comentario:

El refuerzo especial convencional es adecuado solamente para aberturas pequeñas (véase Fig. 3.23). Las aberturas grandes causarán resistencia de corte y a flexión en los refuerzos especiales y los antepechos adyacentes. El acero de refuerzo inadecuado alrededor de estas aberturas llevara a deficiencias de resistencia, comportamiento no dúctil y degradación de la pared.

3.39 Grosor de la Pared

El grosor de los muros de carga no deben ser menor de 1/25 la altura o longitud mínima sin soporte, no menos de 100 mm.

Comentario:

Los muros de carga pueden tener capacidad limitada para las cargas verticales y más altos potenciales de daños debido a las fuerzas fuera del plano y momentos magnificados. Observe que esta condición es considerada para un comportamiento de ocupación inmediata.

3.40 Unidades de Mampostería

No debe haber deterioro visible en las unidades de mampostería.

Comentario:

Los elementos de mampostería deteriorados o de pobre calidad pueden producir reducciones significativas en la resistencia de los elementos estructurales. La mampostería dañada o deteriorada puede no ser fácilmente observable.

3.41 Uniones de Mampostería

El mortero no debe ser zafado fácilmente de las uniones a mano con una herramienta metálica, y no debe haber un área del mortero erosionada.

Comentario:

Los edificios más viejos construidos con mortero de cal pueden tener rebrotes superficiales pero pueden tener mezcla deteriorada en la parte principal de la unión. Una prueba es hacer un pequeño orificio con un clavo en el rebote y, si rompe aparecerá un mortero de polvo de cal. Si no rompe después de agresivos intentos, probablemente la pared es rebrotada en toda su profundidad. Esto también puede ser visto observando accesorios especiales o de pared en donde no llegó el nuevo rebrote. El mortero que es erosionado severamente o que puede ser raspada fácilmente se considera que tiene una resistencia al corte baja, lo que ocasiona una resistencia a la pared baja. Las pruebas de corte in situ o destructivas son necesarias para medir la resistencia de la adhesión entre el ladrillo y la mezcla para determinar la capacidad de corte de las paredes.

3.42 Grietas en las Paredes de Relleno

No deben existir grietas diagonales en las paredes de relleno que se extiendan por todo el panel, que sean mayores de 3 mm, o que tengan un desfasamiento fuera del plano en la unión horizontal o de cara mayor de 3 mm.

Comentario:

Las grietas de paredes diagonales, especialmente a lo largo de las uniones o juntas de mamposterías, pueden afectar la interacción de las unidades de mampostería, llevando a una reducción de la resistencia y la rigidez. Las grietas pueden indicar deterioro en la pared debido a eventos pasados sísmicos o de huracanes, asentamiento de zapata, u otras causas.

El desfasamiento en la unión horizontal o de cara a lo largo de las uniones de mampostería puede afectar la interacción de las unidades de mampostería en las fuerzas de resistencia fuera del plano. Los desfasamientos pueden indicar deterioro en la pared por eventos pasados sísmicos o de huracanes, o solo una construcción.

El ancho de la grieta es usado generalmente como un indicador conveniente del daño a una pared, pero se debe observar que estudios recientes enumeran otros factores, tales como ubicación, orientación, número, distribución y patrón de las grietas a ser importante igualmente al medir la extensión del daño presente en las paredes de corte.

3.43 Grietas en Columnas de Borde

No deben existir grietas diagonales más anchas que 3 mm en las columnas de concreto que encajan el relleno de la mampostería.

Comentario:

Las grietas pequeñas en los elementos de concreto tienen poco efecto en la resistencia. Una reducción importante en la resistencia generalmente en el resultado de grandes desplazamientos o trituración del concreto. Solamente cuando las grietas son suficientemente grandes para evitar enclavamiento o entrecierre o tener potencial para la comba o pandeo del acero de refuerzo, la adecuacidad de la capacidad del elemento de concreto se convierte en problema.

Las columnas deben resistir las fuerzas de los postes de comprensión diagonal que se desarrollan en paneles de paredes de relleno. Los componentes verticales inducen a una fuerza axial en las columnas. La excentricidad entre los componentes verticales y las vigas es resistida por las columnas. El agrietamiento intenso en las columnas puede indicar ubicaciones de posible debilidad. Esas columnas no pueden función en unión con el panel de relleno como lo esperado.

3.44 Verificación del Esfuerzo de Corte

El esfuerzo de corte en las paredes de corte de mampostería reforzado debe ser menor de 0.5 MPa (5 kgf/cm^2).

Comentario:

La verificación del esfuerzo de corte provee una rápida evaluación del nivel total de la demanda en la estructura. El problema es la resistencia del edificio.

3.45 Verificación del Esfuerzo de Corte en las Paredes No Reforzadas (URM).

El esfuerzo de corte en las paredes de corte de la mampostería no reforzada debe ser menor de 0.2 MPa (2 kgf/cm^2) para unidades de arcilla y 0.5 MPa (5 kgf/cm^2) para unidades de concreto.

Comentario:

La verificación del esfuerzo de corte provee una rápida evaluación de todo el nivel de demanda en la estructura. El problema es la resistencia total del edificio.

3.46 Conexión de la Pared

La mampostería debe estar en contacto total con el pórtico.

Comentario:

El comportamiento de los edificios de pórtico con paredes de relleno de mampostería depende de la interacción entre el pórtico y los paneles de relleno. La resistencia a la fuerza lateral en plano es provista por un poste de compresión en el panel de relleno que se extiende diagonalmente entre las esquinas del pórtico. Si existen separaciones entre el pórtico y el relleno, este poste no puede ser desarrollado (véase Fig. 3.24). Si los paneles de relleno se separan del pórtico debido a fuerzas fuera del plano, la resistencia y la rigidez del sistema será determinado por las propiedades del pórtico sin revestir, que no puede ser detallado para resistir las fuerzas en plano debido a las cargas laterales. Puede ocurrir un daño severo o un colapso parcial debido a los efectos de una deflexión y p-delta excesivas.

Una conexión positiva es necesaria para anclar el panel de relleno para las fuerzas fuera del plano. En este caso, una conexión positiva puede consistir de una junta de la cara del bloque llena de mortero en completo contacto con el pórtico, o un encajado completo del pórtico por mampostería de ladrillo.

Si la mitigación no existe, la mitigación es necesaria con una conexión adecuada al pórtico.

3.47 Proporciones y Paredes de Relleno

La relación altura/grosor de las paredes de relleno en cada piso debe ser menor de 14.

Comentario:

Las paredes delgadas de relleno de mampostería con conexiones grandes de altura-grosor tienen un potencial de daños debido a las fuerzas fuera del plano. El fallo de estas paredes fuera del plano producirá fallos de riesgos y degradación de la resistencia y rigidez del sistema de resistencia a fuerzas laterales.

La estabilidad fuera del plano de las paredes de relleno es dependiente de muchos factores incluyendo la resistencia a flexión de la pared y el encerramiento provisto por el pórtico que rodea. Si la pared de relleno no está reforzada, la resistencia a la flexión está limitada por la capacidad de tensión a flexión del material. El pórtico de cerco proveerá encerramiento, inducirá las fuerzas de empuje del relleno y desarrollará una de arco contra la fuerza fuera de plano. El límite altura-grosor en la declaración de evaluación está basado en los modelos de acción de arco que excederá de cualquier

nivel de fuerza lateral plausible en regiones sísmicas y de huracanes de moderadas a altas.

3.48 Paredes de Relleno Sólido

Las paredes de relleno no deben ser de construcción de gravedad.

Comentario:

Cuando las paredes de relleno son de construcción de cavidad, las camadas interiores y exteriores actuarán independientemente debido a una falta de una acción compositiva, aumentando el potencial de daños por las fuerzas fuera de plano. El fallo de estas paredes fuera del plano resultará de riesgo y degradación de la resistencia y rigidez del sistema de resistencia a la fuerza lateral.

3.49 Paredes de Relleno

Las paredes de relleno deben ser continuas a los plafones del pórtico y a las columnas, y a cada lado.

Comentario:

Las paredes de relleno discontinuadas ocurren cuando las aberturas de las ventanas de vanos y de ventilación están provistas entre el tope del relleno y el plafón inferior de la viga del pórtico. La porción de la columna sobre el relleno es una columna cautiva que puede atraer grandes fuerzas de corte debido a la rigidez aumentada referente a otras columnas (Fig. 3.24). Las paredes de relleno parcial también desarrollarán postes de comprensión con componentes horizontales que son altamente excéntricos a las uniones columnas-vigas. Si no están detalladas adecuadamente, las columnas de concreto pueden sufrir un fallo de corte no dúctil que puede ocasionar un colapso parcial de la estructura.

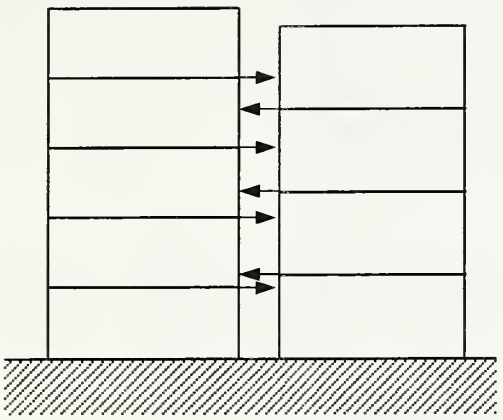


Figura 3.1- Pisos con elevaciones diferentes

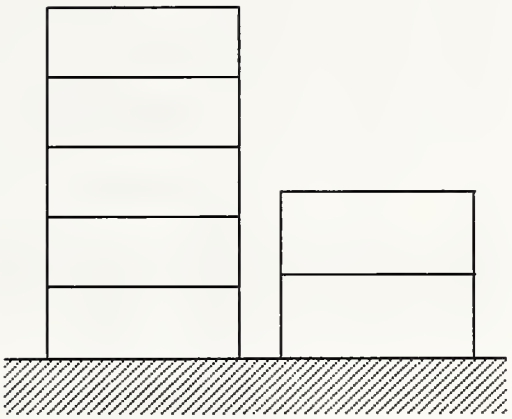


Figura 3.2- Edificios de diferentes alturas

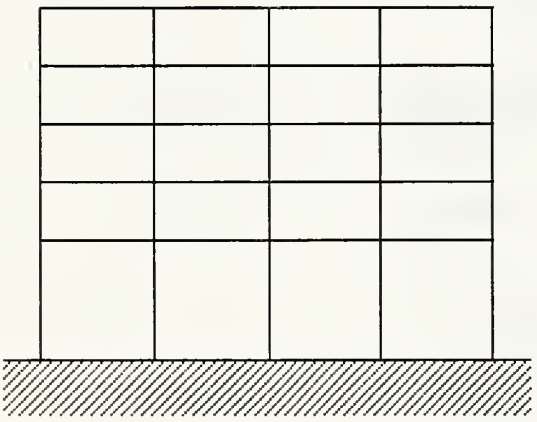


Figura 3.3 – Piso Alto

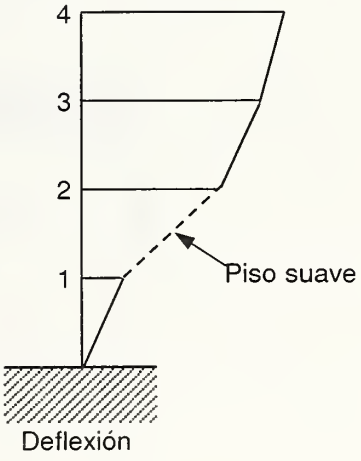


Figura 3.4 – Piso suave

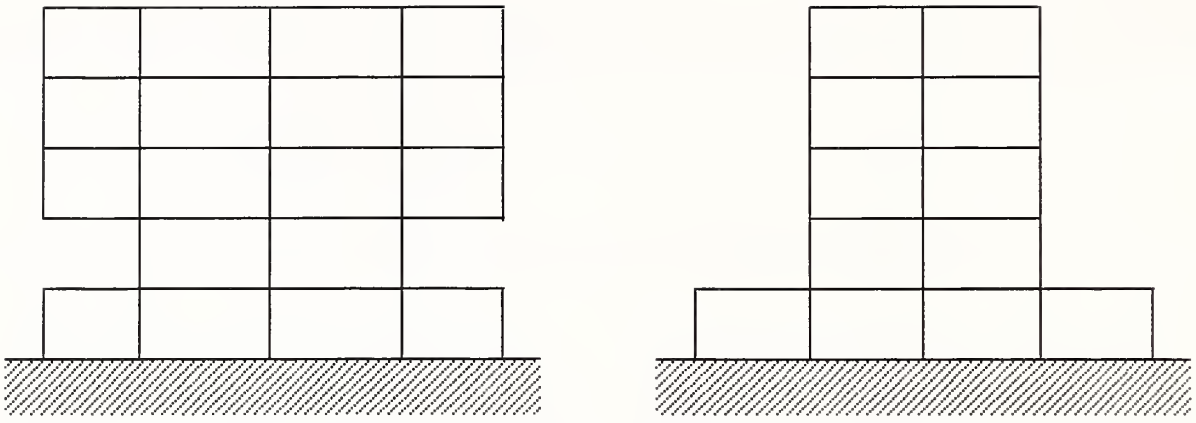


Figura 3.5—Geometrías irregulares

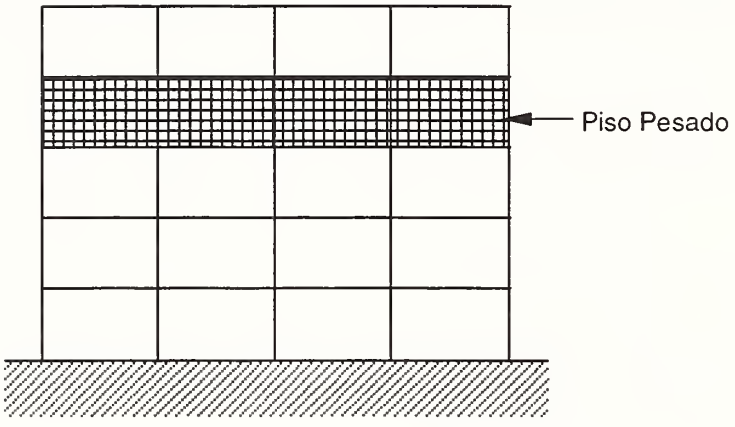


Figura 3.6 – Piso Pesado

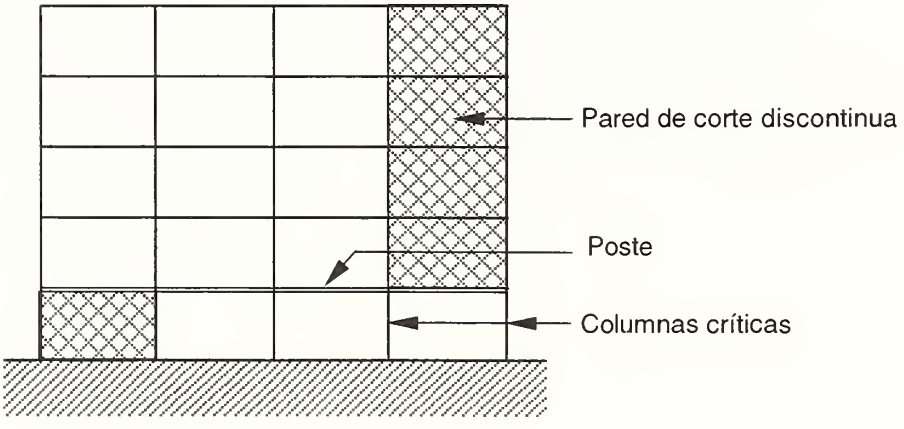


Figura 3.7- Discontinuidad vertical en el plano

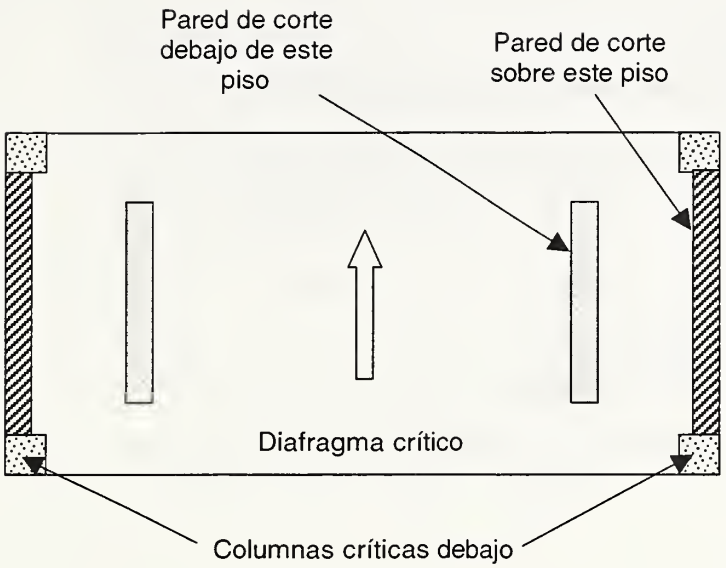


Figura 3.8—Discontinuidad vertical fuera del plano

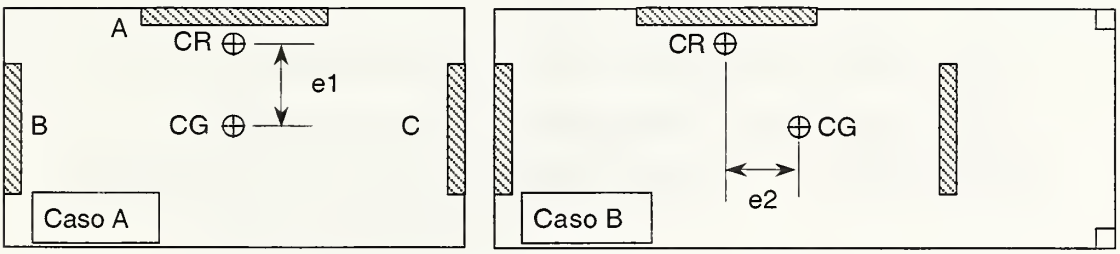


Figura 3.9 - Torsión: Casos A y B

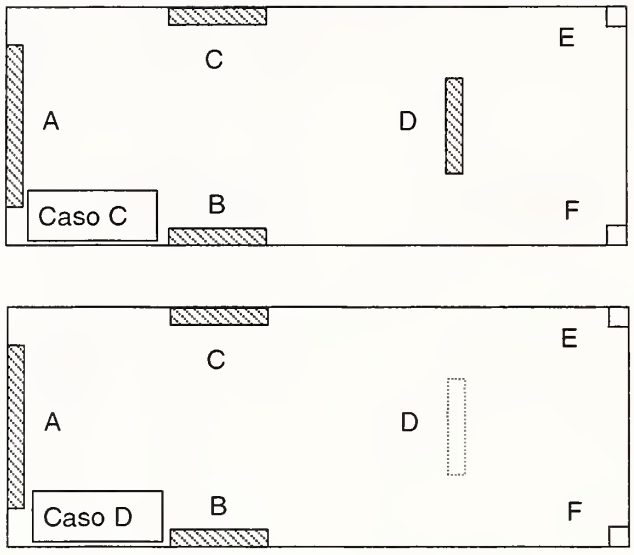


Figura 3.10 - Torsión: Casos C y D

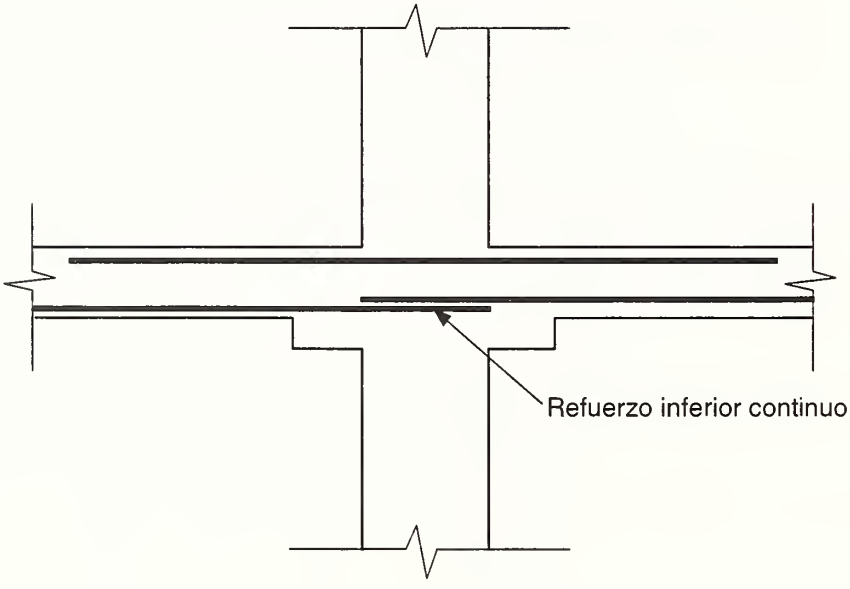


Figura 3.11 – Acero de refuerzo inferior continuo

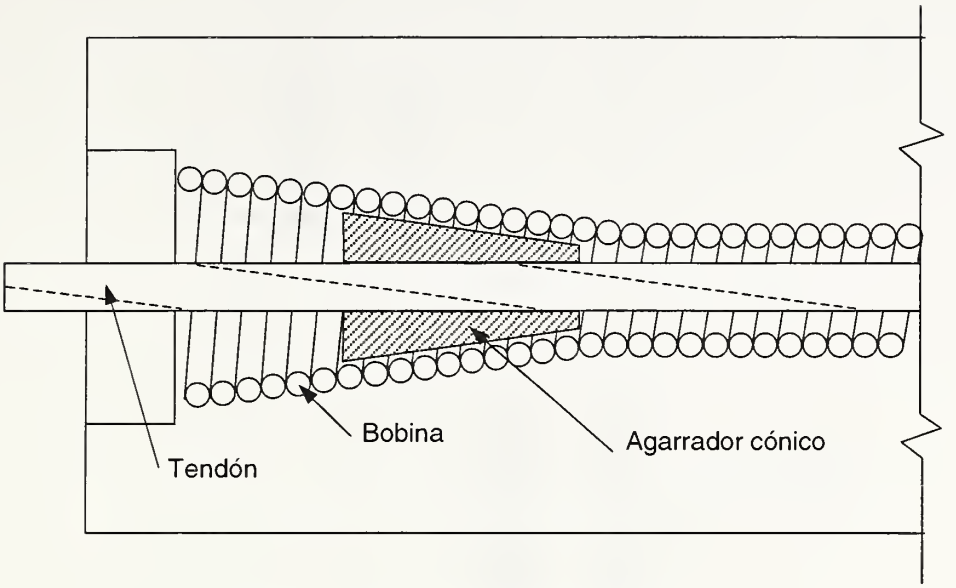


Figura 3.12 – Anclaje abobinado

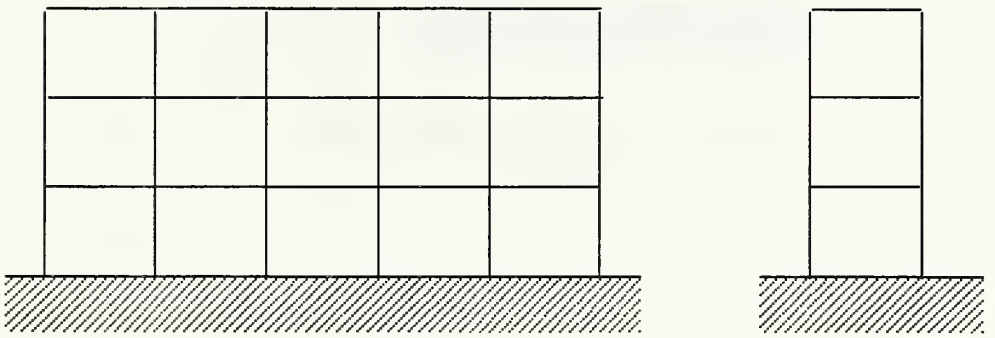


Figura 3.13 – Redundancia a través de una línea
del pórtico de momento

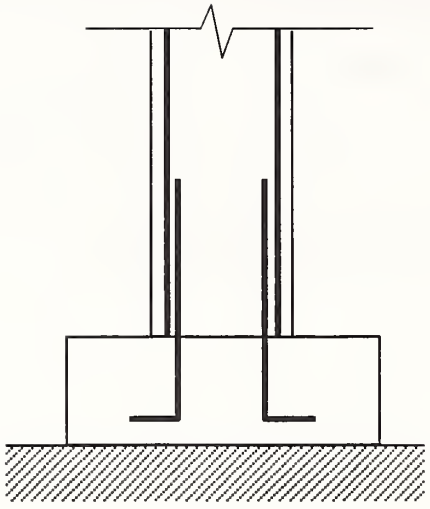
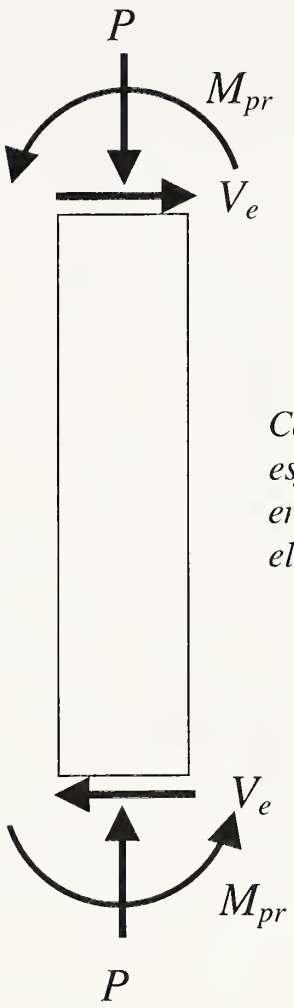


Figura 3.14 – Columna anclada a la zapata



Calcular M_{pr} con $\phi = 1.0$ y esfuerzo del acero = 1.25 f_y, en donde f_y es el límite elástico del acero

Figura 3.15 - M_{pr} y V_e

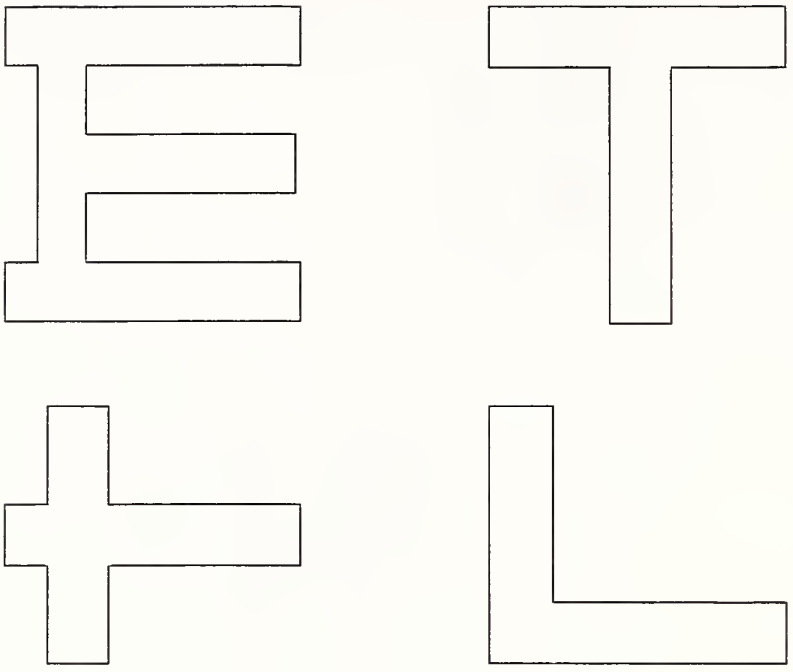


Figura 3.16 – Irregularidades de plano

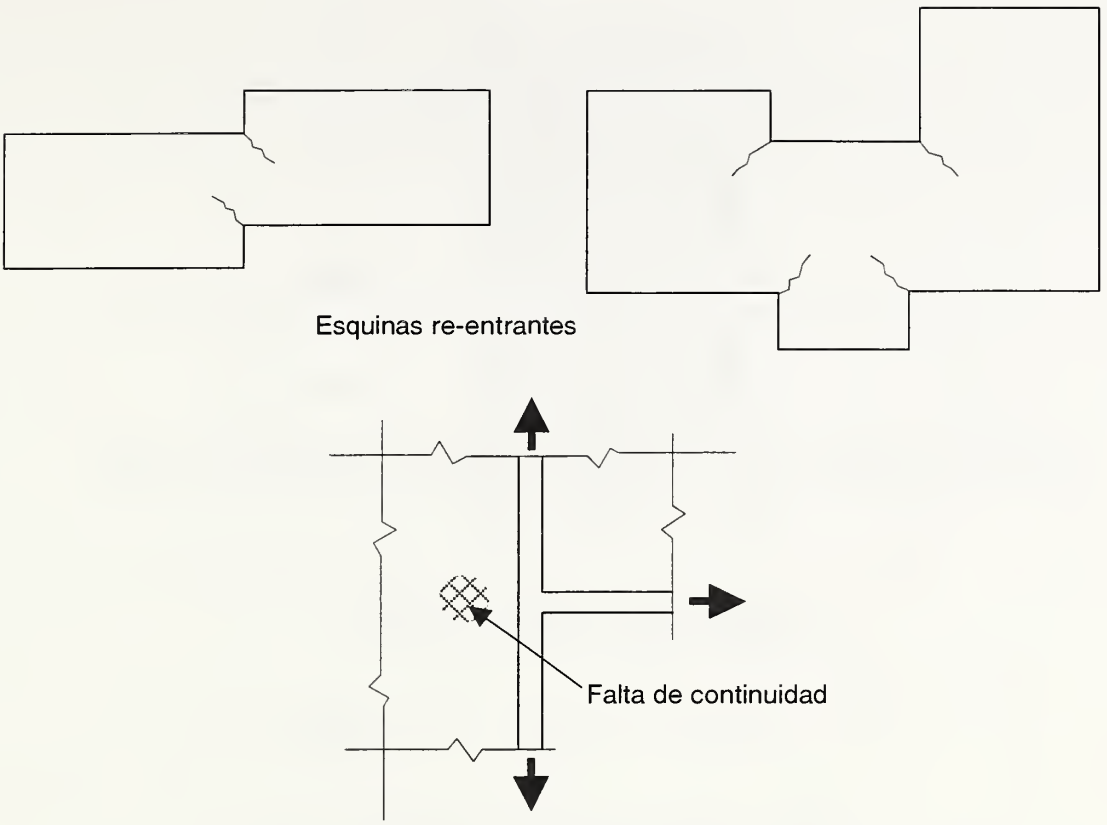


Figura 3.17 – Esquinas re-entrantes

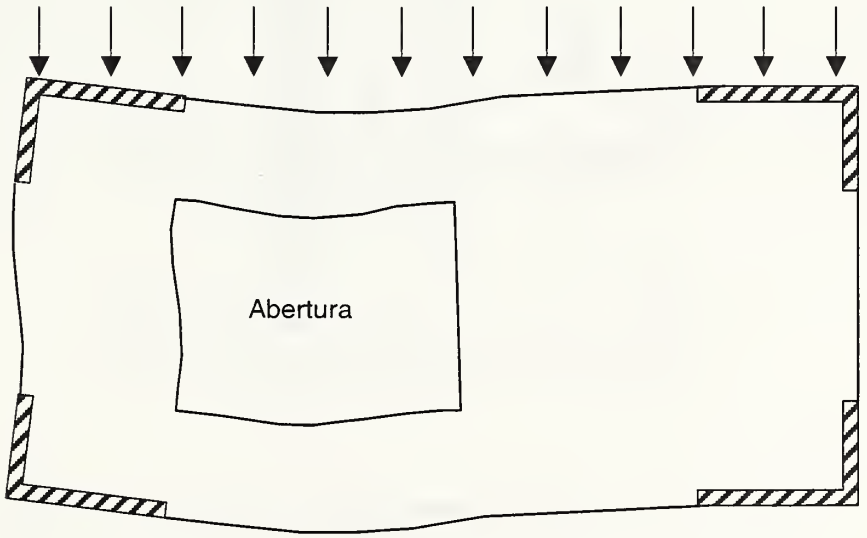


Figura 3.18 – Abertura en el diafragma

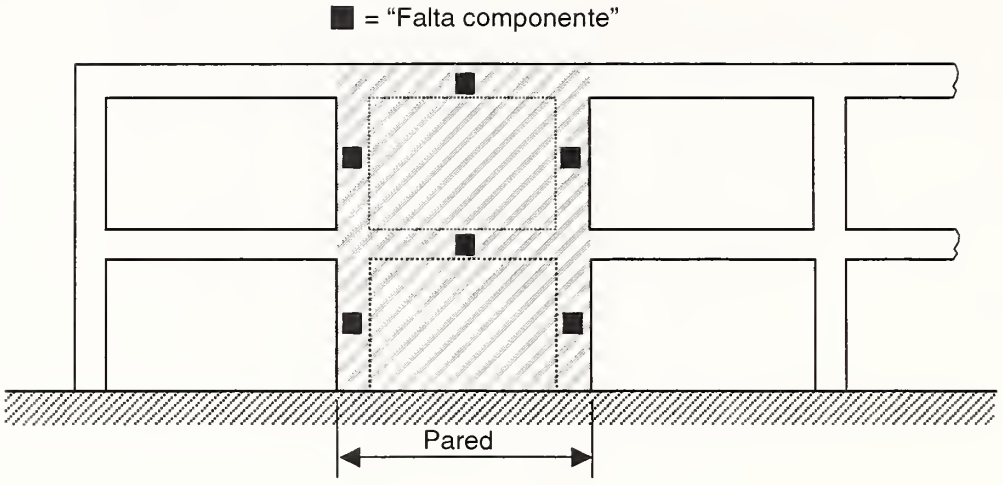


Figura 3.19 – Pórtico incompleto

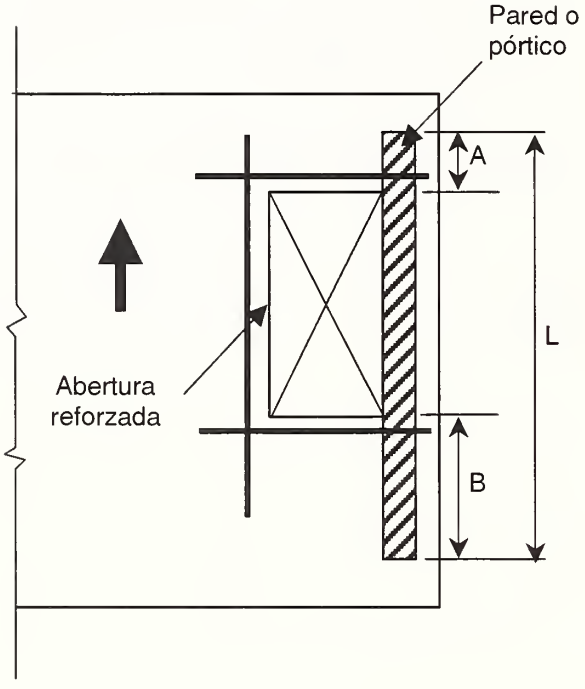


Figura 3.20 – Abertura de diafragma en una pared exterior

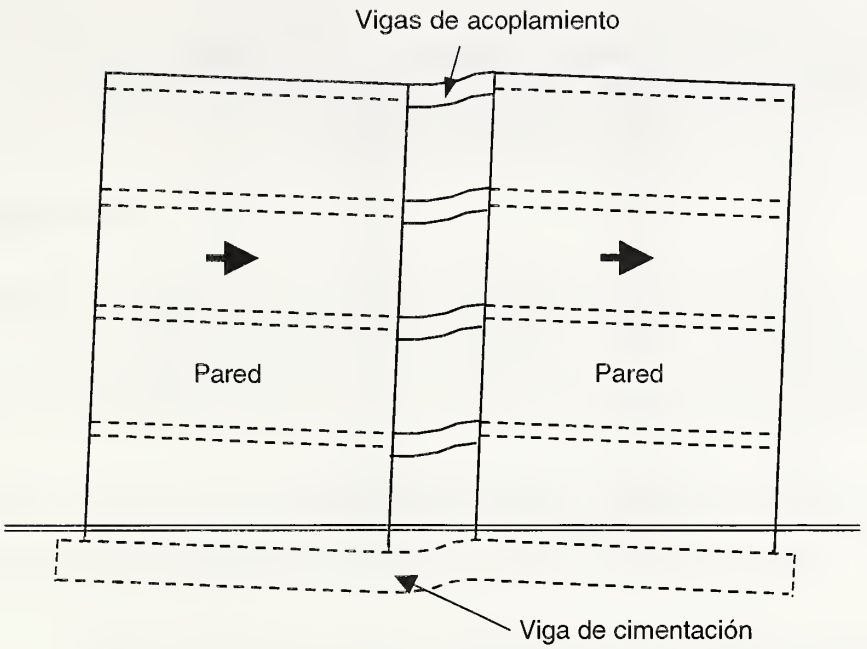


Figura 3.21- Paredes acopladas

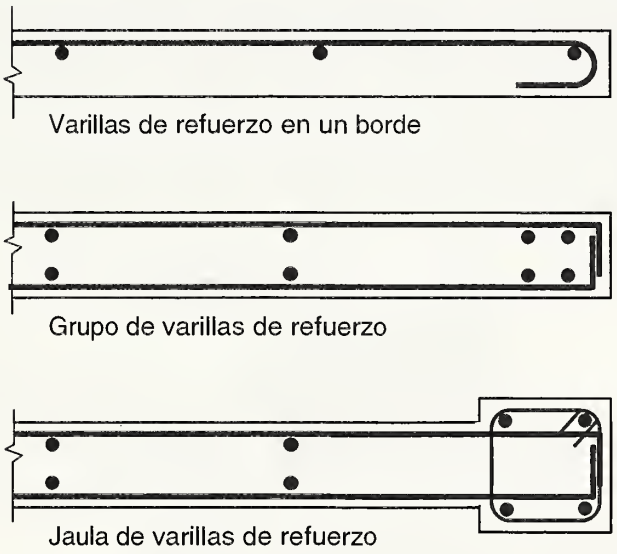


Figura 3.22 – Elementos ubicados en los límites

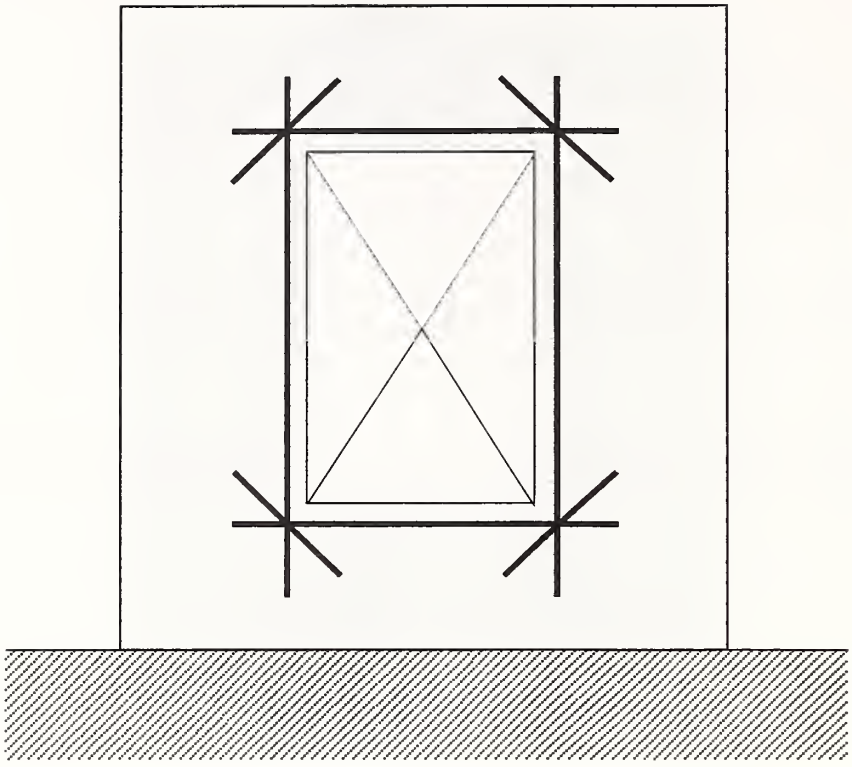


Figura 3.23 – Acero para contramarcos convencional

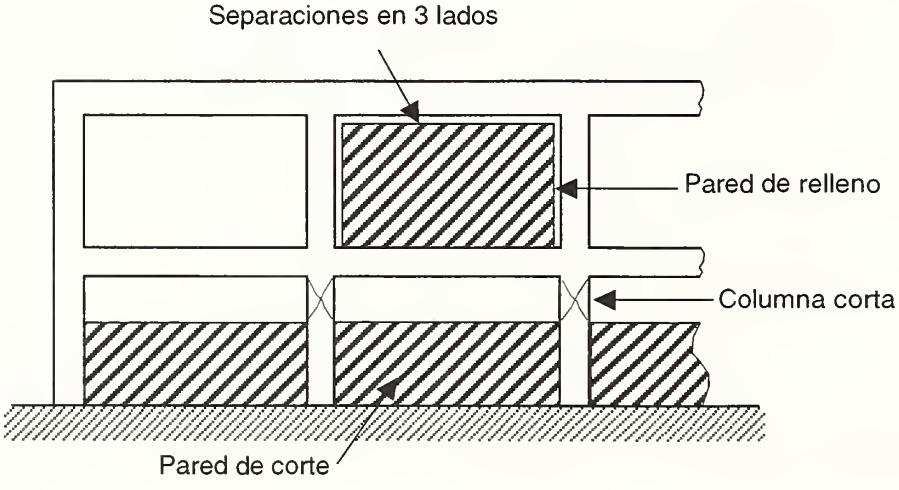


Figura 3.24 -Paredes de relleno

4. PROCEDIMIENTOS Y COMENTARIOS PARA RIESGOS GEOLÓGICOS DEL LUGAR Y FUNDACIONES

4.0 Introducción

Una evaluación sísmica de un edificio existente debe incluir un examen de la fundación, una evaluación de la capacidad del suelo debajo de la fundación para resistir las fuerzas aplicadas durante un terremoto, y la consideración de los riesgos geológicos circundantes que puedan afectar la estabilidad del edificio durante un terremoto.

Este Capítulo discute los requisitos generales que se aplican a las fundaciones y a los suelos de soporte: riesgos geológicos del lugar, condición de las fundaciones y la capacidad de las fundaciones.

4.1 Riesgos del lugar

Algunas condiciones geológicas y locales del lugar pueden llevar a daños estructurados en la ocurrencia de un terremoto. Los grandes movimientos de la fundación debido a cualquier número de causas pueden dañar severamente un edificio de otra manera resistente sísmicamente. Las causas potenciales del movimiento significativo de la fundación incluyen el asentamiento o esparcimiento lateral debido a la licuación, fallo de pendiente o rupturas de la superficie. Una evaluación del edificio debe incluir una consideración para estos efectos y el impacto que puedan tener en la superestructura.

4.1.1 Licuación

La licuación susceptible, saturada, desprende tierra granular que puede exponer el comportamiento sísmico del edificio, no debe existir en el suelo de la fundación a profundidades dentro de 15 m debajo del edificio.

Comentario:

El suelo susceptible a licuación puede perder toda la capacidad de soporte de carga durante un terremoto. La pérdida del soporte vertical para la fundación producirá asentamientos diferenciales e inducirá grandes fuerzas en la superestructura del edificio.

Estas fuerzas serán concurrentes con todas las cargas de gravedad existentes y todas las fuerzas sísmicas durante el terremoto.

4.1.2 Fallo de la Pendiente

El lugar del edificio debe estar suficientemente lejos de fallas potenciales de la pendiente inducidas por terremotos o aludes para ser no afectado por dichos fallos o debe tener la capacidad de acomodar cualquier movimiento vaticinado sin fallas.

Comentario:

Las pendientes empinadas son susceptibles de deslizarse durante un terremoto. Las fallas de las pendientes son posibles en rocas u otros suelos no-licuables en pendientes que normalmente exceden del 6%. Las pendientes que exhiben signos de derrumbes anteriores requieren mayor atención.

El problema de las edificaciones en la parte superior de las pendientes es el esparcimiento lateral de la zapata. El problema de las edificaciones en la parte inferior de la pendiente es el impacto por el suelo que se desliza y los desechos.

4.1.3 Ruptura por Fallas de la Superficie

La ruptura por fallas de la superficie y el desplazamiento de la superficie en el lugar del edificio no es anticipada.

Comentario:

En el terreno cerca de las fallas activas, hay un potencial de grandes fisuras y movimiento diferencial para que ocurran en el suelo. Las fundaciones de edificios ubicados sobre estas rupturas estarán sujetas a grandes movimientos diferenciales que inducirán grandes fuerzas en la superestructura del edificio.

Estas fuerzas serán concurrentes con todas las cargas de gravedad existentes y las fuerzas sísmicas durante el terremoto.

4.2 Condición de la Fundación

Los elementos de la fundación son generalmente de grado menor y escondidos a la vista. Sin embargo, las evaluaciones deberían incluir la consideración de la fundación y la condición de los elementos. Frecuentemente las señales de comportamiento a la fundación son visibles en la superficie en la forma de asentamiento diferencial, pisos inclinados, paredes fuera de la vertical y agrietamiento o daños existentes en porciones visibles de la zapata.

4.2.1 Comportamiento de la Fundación

No debe haber evidencia de un movimiento excesivo de la fundación tal como el asentamiento o levantamiento que afectaría la integridad o resistencia de la estructura.

Comentario:

La integridad y la resistencia de los elementos de la fundación pueden ser reducidos por agrietamientos, flojedad, inclinación o pandeo de la fundación. Dicha debilidad puede ser crítica en el evento de un terremoto.

Las paredes, particiones, vigas de grado, zapatos visibles, cabezas de unión de pilotos y elementos similares del nivel inferior deben ser examinados visualmente para las condiciones de agrietamiento, flojedad, inclinación y otras condiciones fuera del nivel. Esos signos deben ser identificados y luego evaluados.

4.3 Capacidad de las Fundaciones

Los elementos de la fundación del edificio normalmente tienen una capacidad al menos dos veces las cargas de gravedad; si no hay señales de daños en la fundación debido a asentamiento, erosión, corrosión u otras razones, las fundaciones tienen una capacidad vertical adecuada si las cargas total de gravedad y de vuelco sísmico no exceden a capacidad estática permisible por más de un factor de dos.

Las fundaciones son consideradas que tienen una capacidad lateral adecuada para resistencia sísmica si la capacidad horizontal permisible del sistema de fundación el corte basal sísmico de los edificios.

4.3.1 Fundaciones de Postes

Las fundaciones de postes tendrán un anclaje mínimo de 1.5 m.

Comentario:

Los edificios de postes son estructuras soportadas por postes, generalmente encontrados en lugares rocosos y laderas. La resistencia sísmica de una estructura depende de la profundidad de anclaje de los postes y la resistencia a presiones activas y positivas del suelo.

4.3.2 Fuerzas de Vuelco

El cociente de la dimensión horizontal, en el nivel de la fundación del sistema de resistencia a fuerzas laterales, a la altura del edificio (base/altura) debe ser mayor de 0.4.

Comentario:

La concentración de las fuerzas de vuelco sísmicos en los elementos de la fundación puede exceder la capacidad del suelo, la estructura de la fundación o ambos.

4.3.3 Estribos entre los Elementos de la Fundación

La fundación tendrá estribos adecuados para resistir las fuerzas sísmicas en donde la zapata, los pilotes y los estribos no están sujetos por vigas, losas o suelos clasificados como tipo 1 ó 2.

Comentario:

Los estribos entre los elementos discretos de la fundación, tales como las cabezas de los pilotes y la zapata de poste, son necesarios cuando los movimientos sísmicos del suelo ocasionan un esparcimiento lateral significativo de las fundaciones. Los estribos pueden consistir de vigas tensoras, vigas de grado o losas. Si la fundación está sujetada lateralmente por suelo roca competente, no se requieren los estribos.

4.3.4 Lugares Inclinados/Pendientes

La diferencia de grado de un lado del edificio a otro no debe exceder de la mitad de la altura del piso en la ubicación del anclaje.

Comentario:

La transferencia de la fuerza sísmica es más difícil cuando está presente una fuerza horizontal permanente.

5. PRODECIMIENTOS Y COMENTARIOS SOBRE COMPONENTES NO ESTRUCTURALES

5.0 Introducción

Este Capítulo discute el comportamiento de los componentes no estructurales durante los terremotos y los huracanes y sus efectos en la respuesta estructural a cargas laterales. "No estructural" es el nombre dado a los profesionales del diseño a los componentes arquitectónicos, mecánicos y eléctricos que están delineados en los documentos de construcción. La consideración especial es garantizada para los componentes no estructurales en establecimiento esenciales (i.e., hospitales, estaciones de policía y de bomberos) y otras edificaciones que deben permanecer operacionales después de un terremoto o un huracán.

Para la evaluación de los componentes no estructurales, el punto clave es generalmente si el componente está anclado o arriostrado. Esto generalmente es visible de inmediato. Debido a que algunos componentes críticos, tales como conexiones y pórticos, frecuentemente estarán ocultos, en algunos casos, será necesario para remover los materiales hacer una evaluación.

Algunas clases diferentes de deficiencias no estructurales pueden ser identificadas por el evaluador, tal como la inexistencia de anclaje o arrostramiento la cual es claramente no satisfactoria. En otros casos, cuando se provee arrostramiento o anclaje, o el material está deteriorado o corroído, es necesaria otra evaluación para determinar la extensión de la deficiencia y las consecuencias del fallo. Algunos cálculos simples de peso, proporciones dimensionales y fuerzas son usadas en la evaluación.

5.1 Mampostería no Reforzada

La mampostería no reforzada o las particiones de tejas huecas de barro deben estar arriostradas con una separación igual a o menos de 2.5 m.

Comentario:

Las unidades de tejas huecas de barro son frágiles y sujetas a quebrarse. Las unidades de mampostería no reforzada pueden tener grietas, bloques flojos o morteros débiles. El arrostramiento para evitar que porciones de la mampostería no reforzada se desplazan debido a las fuerzas sísmicas fuera del plano. Las aberturas de la puerta crean frecuentemente debilidad localizada debido al apoyo inadecuado a la mampostería de bloque o teja de barro en las superiores y laterales de la abertura.

Si no existe arrostramiento, es necesaria la mitigación con elementos o conexiones requeridos para arriostrar las particiones.

5.2 Sistemas de Techos

5.2.1 Techos Integrados

Los techos suspendidos integrados en los pasillos de salida y corredores o que pesan más de 10 kg/m^2 deben estar sujetados lateralmente con un mínimo de 4 alambres o cables diagonales o miembros rígidos unidos a la estructura arriba a una separación de igual a o menos de 4 m.

Comentario:

Sin arrostramiento, los sistemas de techos integrados son susceptibles a movimientos verticales y laterales que pueden dañar la tubería de los extinguidores de incendio y otros elementos que penetran las parrillas del techo. Los techos suspendidos de poco peso no deben presentar un riesgo de seguridad de la vida a menos que se apliquen condiciones especiales en la opinión del ingeniero evaluador, tales como un área amplia del techo, construcción de pobre calidad, ocupación vulnerable, o ruta de egreso.

Si no existe arrostramiento, la mitigación con elementos o conexiones requeridas para arriostrar los techos es necesaria.

5.3 Accesorios de Iluminación

5.3.1 Soporte Independiente

Los accesorios de iluminación en los techos de rejillas suspendidos deben estar soportados independientemente del sistema de suspensión del techo mediante un mínimo de dos cables en las esquinas opuestas diariamente de los accesorios.

Comentario.

Con los sistemas de iluminación fluorescente, el movimiento del techo puede provocar que los accesorios se separen y se caigan de los sistemas de suspensión. Estos accesorios se comportan satisfactoriamente cuando están soportados separadamente del sistema del techo o tienen un soporte independiente del sistema del techo. Si los accesorios están soportados independientemente por métodos que no sean los descritos, el evaluador debe ejercer su opinión en cuanto a su eficacia.

Si no existe un soporte independientemente, la mitigación es necesaria.

5.3.2 Luces de Emergencia

Las luces de emergencia deben estar ancladas o arriostradas para evitar que se caigan o tuerzan durante un terremoto.

Comentario:

Las luces de emergencia deben ser provistas con anclaje y/o arrostramiento para evitar riesgos de fallos y mejorar la seguridad del comportamiento después del terremoto.

Si no existe arrostramiento o anclaje, la mitigación es necesaria.

5.4 Revestimiento de Cierre y Envidriados

5.4.1 Anclajes del Revestimiento

Los componentes del revestimiento pesando más de 50 kg/m^2 deben estar anclados a la pared exterior aporticada con una separación igual o menor que 2 m.

Comentario:

Los componentes exteriores del revestimiento, que frecuentemente son pesados, pueden fallar si sus conexiones a los pórticos del edificio no tienen suficiente resistencia y/o ductilidad. El evaluador debe evaluar las consecuencias del fallo, particularmente la ubicación de los paneles en relación a los ocupantes del edificio y los transeúntes. Si no existe anclaje, la mitigación es necesaria.

5.4.2 Conexiones de Apoyo

En donde se requieren las conexiones de apoyo, debe haber un mínimo de dos conexiones de apoyo por cada panel de pared.

Comentario:

Una conexión de conexión de apoyo simple puede producir una peligrosa falta de redundancia. La adecuacidad de conexiones de apoyo de punto simple debe ser evaluada para la resistencia a las fuerzas de vuelco en plano incluyendo las excentricidades. Los paneles pequeños tales como algunas coberturas de columnas pueden tener una conexión simple de apoyo y todavía proveer seguridad en contra del fallo.

Si no existen conexiones, la mitigación es necesaria.

5.4.3 Deterioración

No debe haber existencia de deterioración o corrosión en cualesquiera de los elementos de conexión.

Comentario:

La corrosión puede reducir la resistencia de las conexiones y llevan al deterioro de los materiales adyacentes. La extensión de la corrosión y su impacto en el revestimiento de cierres de la pared y la estructura debe ser considerada en la evaluación.

5.4.4 Envidriado

El envidriado en las paredes de cierre y los paneles individuales sobre 1.5 m^2 en el área, ubicada a una altura de 4 m sobre una superficie exterior para caminar debe ser un vidrio de seguridad laminado, anillado o resistente al fuego que permanecerá en el pórtico cuando se agrieta.

Comentario:

El envidriado puede quebrarse y caer debido a la falta de provisión para el desplazamiento o deformación del edificio. Si está vidriado con capacidad de deformación, puede quebrarse o agrietarse de una manera que no causa lesiones, y puede permanecer en el pórtico para proveer una barrera temporal a las inclemencias del tiempo. El vidrio generalmente falla en los terremotos debido a la deformación del pórtico y la falta de espacio entre el vidrio y el pórtico para permitir un movimiento independiente. Se debe dar una atención especial al vidriado sobre o cerca de la entrada o salida. Este requisito también es aplicable a los huracanes.

5.5 Parapetos (o Antepechos), Cornisas y Accesorios o Apéndices.

5.5.1 Parapetos URM

No debe haber parapetos (o antepechos) o cornisas de mampostería no reforzada no soportada sobre el nivel de anclaje más alto con cociente altura a grosor mayor de 2.

Comentario:

Los parapetos (o antepechos) URM presentan un riesgo significativo de fallo y una amenaza potencial de seguridad. Si no existe el anclaje, la mitigación es necesaria.

5.5.2 Cubiertas Independientes en Voladizos

Las cubiertas independientes en voladizos ubicadas en las salidas del edificio deben estar ancladas con una separación de 3 m o menos.

Comentario:

Las cubiertas en voladizos inadecuadamente soportadas presentan un riesgo de seguridad. Una forma común de fallo es la expulsión de los anclajes de las paredes del edificio. Si no existe el anclaje, la mitigación es necesaria.

5.5.3 Efectos de la Carga del Viento

Los parapetos (o antepechos), voladizos y accesorios deben resistir las fuerzas aerodinámicas inducidas por los vientos con velocidades especificadas en las provisiones del código aplicable al edificio (las Normas Provisionales de 1980).

Comentario:

El coeficiente C de la presión total para los parapetos (o antepechos) y los accesorios deben suponerse que es igual a 1.75. Los voladizos deben ser analizados para presiones más altas con un coeficiente C = 3.5 de presión para techos con inclinación igual o menos que 10°, y C = 2.5 para techos con una inclinación mayor que 10°. La definición de C es dada en las Normas Provisionales de 1980.

5.6 Chimeneas de Mampostería

5.6.1 URM

Ninguna chimenea de mampostería no reforzada debe extenderse sobre la superficie del techo más de dos veces la dimensión menor de la chimenea.

Comentario:

Las chimeneas de mampostería no reforzada son altamente vulnerables al daño en los terremotos. Típicamente, las chimeneas que se extienden sobre el techo más de dos veces de la dimensión mínima de la chimenea se agrietan justo sobre la línea del techo y son desplazadas. Las chimeneas pueden caer por el techo o sobre un paso público o privado creando un riesgo de seguridad. La experiencia ha enseñado que los costos de la rehabilitación de las chimeneas de mampostería pueden exceder a veces los costos de la reparación del daño.

5.6.2 Mampostería

Las chimeneas de mampostería deben estar ancladas al piso y al techo.

Comentario:

Refiérase al comentario de la sección 5.6.1.

5.7 Escaleras

5.7.1 Paredes URM

Las paredes de cierre alrededor de las escaleras no deben consistir de tejas huecas de barro o de mampostería de concreto no reforzada.

Comentario:

Las paredes de tejas huecas o de mampostería no reforzadas pueden fallar y bloquear las escaleras y los corredores. Los esfuerzos de evacuación después del terremoto pueden ser obstaculizados severamente como resultado. Si no existe arrostramiento, la mitigación es necesaria.

5.8 Ascensores

5.8.1 Sistema de Soporte

Todos los elementos del sistema del ascensor deben estar anclados.

Comentario:

El comportamiento exitoso de un sistema de ascensor requiere que los diferentes elementos del sistema permanezcan en el lugar, sin estar dañados y capaces de operar después de la inspección. Como mínimo, todo el equipo, incluyendo las puertas del ascensor, soportes, controladores y los motores deben estar anclados.

5.8.2 Paredes de las Cadenas (o Ejes)

Todas las paredes de las cadenas (o eje) del ascensor deben estar ancladas y reforzadas para evitar que se caigan en las cadenas (o ejes) durante una fuerte sacudida.

Comentario:

Las paredes de las cadenas (o eje) del ascensor frecuentemente son de una construcción de mampostería no reforzada que usa tejas huecas de farro o una mampostería de bloques de concreto. En el caso de una sacudida fuerte, estas paredes pueden experimentar un daño significativo debido a las fuerzas en el plano y caer en las cadenas (o eje).

5.8.3 Soportes

Los soportes que unen los rieles de contrapeso a la estructura del edificio deben estar espaciados a 3 m o menos.

Comentario:

Los soportes en que se sostienen los rieles deben estar espaciados apropiadamente y estar diseñados para ser efectivos. Es común para los soportes estar espaciados adecuadamente pero estar diseñados inapropiadamente sobre las excentricidades que ocurren frecuentemente dentro de los sistemas estándares de soportes que se usan comúnmente.

5.9 Techos, Envidriado y Revestimiento

Todos los elementos y conexiones del techo y del sistema resistente a la fuerza del viento del techo deben resistir las fuerzas del viento inherentes a las provisiones del código de edificaciones aplicable.

El envidriado y el revestimiento de las uniones deben resistir las fuerzas aerodinámicas inducidas por el viento como fuera especificado en las provisiones del código aplicado de edificaciones.

Comentario:

La presión del techo debe ser calculada conforme a 1980 Provisionales. Las cargas del viento sobre los techos y el revestimiento no están distribuidas uniformemente. Por ejemplo, la Fig. 2.2 exhibe que las presiones del viento son mayores en las esquinas del techo y los bordes, y los bordes de las paredes. Para detalles de la distribución de la presión, véase las provisiones aplicables del código de calificaciones.

6. GLOSARIO

Apéndices o accesorios: Un componente arquitectónico tal como cubierta en voladizo balcón ornamental o estatutario.

Cortante base: Total de fuerza lateral calculada o cortante en la base.

Colector: Un miembro que transfiere fuerzas laterales desde el diafragma de la estructura a los elementos verticales del sistema de resistencia a fuerzas laterales.

Diafragmas: Un miembro estructural horizontal, tal como el piso y la losa del techo, que transmite fuerzas sísmicas o de viento a los elementos de resistencia vertical.

Ocupación inmediata: Un nivel de comportamiento en el cual el edificio sufre daños muy limitados tanto en los componentes estructurales como no estructurales durante un terremoto o un huracán. Los sistemas básicos de resistencia a fuerzas laterales y verticales retienen casi toda su resistencia y rigidez pre-terremoto o pre-huracán.

Seguridad Vital: Un nivel de comportamiento en el cual un edificio sufre un daño significativo en sus componentes tanto estructurales como no estructurales durante un terremoto o un huracán, pero permanece estable y tiene capacidad de reserva. Pueden ocurrir lesiones pero el nivel de riesgo de lesiones que puedan amenazar la vida o entrampar a una persona, es bajo.

Sistema de resistencia a fuerzas laterales: Porción de la estructura compuesta por los miembros proporcionados para resistir fuerzas relacionadas con los efectos de un terremoto o un huracán.

Pared de corte: Una pared, de carga o no, capaz de resistir fuerzas laterales actuando en el plano de la pared.

Fuerza de corte del piso: Porción de la fuerza lateral de cada piso del edificio.

7. REFERENCIAS

DNRS, 1979, *Recomendaciones Provisionales para el Análisis Sísmico de Estructuras*, Departamento de Normas, Reglamentos y Sistemas, Secretaría de Estado de Obras Públicas y Comunicaciones, República Dominicana.

DNRS, 1980, *Recomendaciones Provisionales para el Análisis por Viento de Estructuras*, Departamento de Normas, Reglamentos y Sistemas, Secretaría de Estado de Obras Públicas y Comunicaciones, República Dominicana.

FEMA, 1992a, *NEHRP Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings*, U.S. Federal Emergency Management Agency (Report No. FEMA 222), Washington, D.C.

FEMA, 1992b, *NEHRP Handbook for the Seismic Evaluation of Existing Buildings*, U.S. Federal Emergency Management Agency (Report No. FEMA 178), Washington, D.C.

FEMA, 1998, *Handbook for the Seismic Evaluation of Buildings – A Prestandard*, U.S. Federal Emergency Management Agency (Report No. FEMA 310), Washington, D.C.

FEMA, 2000, *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, U.S. Federal Emergency Management Agency (Report No. FEMA 356), Washington, D.C.

ANEXO A

CRITERIOS O DECLARACIONES DE LA EVALUACIÓN PARA EDIFICIOS CON PÓRTICO DE CONCRETO A FLEXIÓN

Estos edificios consisten de un pórtico de vigas y columnas de concreto vaciado in situ. El piso y el techo aporticado consisten de losas de concreto vaciado in situ, vigas de concreto, nervios en una sola dirección, nervios, nervios tipo waffle en dos direcciones o losas planas. Las fuerzas laterales están resistidas por los pórticos de concreto de momento a flexión que desarrollan su rigidez a través de conexiones viga-columna monolítica. En construcciones más viejas, los pórticos de momento pueden consistir de franjas de columnas de sistemas de losas planas de dos direcciones. Los pórticos modernos en regiones de alta sismicidad tienen refuerzos en las uniones, estribos espaciales muy cercanamente y detalles especiales para proveer un comportamiento dúctil. Estos detalles no están presentes en construcciones viejas. Las fundaciones consisten de zapatas de hormigón esparcidos fundaciones de pilotes profundos.

Cada una de las declaraciones de evaluación que aparecen en esta lista de chequeo debe estar marcada conforme (C), no conforme (NC) o no aplicable (N/A). Las declaraciones o informes conformes identifican los puntos que son aceptables conforme al criterio de este manual, mientras que los no conformes identifican los problemas que requieren mayor investigación. Es posible que algunas declaraciones no sean aplicables a los edificios que están siendo evaluados. Para las declaraciones de evaluaciones no conformes, el ingeniero evaluador puede elegir el realizar otra investigación.

Para fines de guía en esta investigación, refiérase a la sección del manual indicado entre paréntesis al final de la declaración.

LISTA DE CHEQUEO ESTRUCTURAL BÁSICO

Esta lista de Chequeo Estructural Básica debe ser completada para las evaluaciones de seguridad y de ocupación inmediata.

Sistema del Edificio

C NC N/A **Paso de carga:** La estructura contiene un paso o sendero de carga completo para los efectos de la fuerza sísmica desde cualquier dirección horizontal que sirva para transferir las fuerzas inertes desde la masa hasta la fundación. (NOTA: Escriba una breve descripción de esta unión para cada dirección principal) (Sec. 3.1)

C NC N/A **Edificio Adyacente:** Un edificio adyacente no debe estar ubicado al lado de la estructura que está siendo evaluado más cerca que el

4% de la altura para la seguridad y la ocupación inmediata (Sec. 3.2)

C NC N/A **Piso Débil:** La resistencia del sistema de resistencia a cargas laterales en cualquier piso no debe ser menor del 89% de la resistencia en un piso adyacente sobre o por debajo. (Sec. 3.3.1)

C NC N/A **Piso Suave:** La rigidez del sistema de resistencia a cargas laterales en cualquier piso no es menor del 70% de la rigidez en cualquier piso adyacente sobre o por debajo, o menos del 80% de la rigidez promedio de los tres pisos sobre o por debajo. (Sec. 3.3.2)

C NC N/A **Geometría:** No debe haber cambios en la dimensión horizontal del sistema de resistencia a fuerzas laterales de más del 30% en un piso relativo a pisos adyacentes, excluyendo penthouses de un piso. (Sec. 3.3.3)

C NC N/A **Masa:** No hay cambio de masa efectiva de más del 50% de un piso al otro, excluyendo techos ligeros. (Sec. 3.3.4)

C NC N/A **Discontinuidades Verticales:** Todos los elementos verticales en el sistema de resistencia a fuerzas laterales deben ser continuos hasta la fundación. (Sec. 3.3.5)

C NC N/A **Torsión Inducida por Terremotos:** La distancia entre el centro de rigidez del piso y el centro de masa del piso debe ser menor del 20% del ancho de la estructura en cualquiera de la dimensión del plan principal. (Sec. 3.3.6)

C NC N/A **Torsión Inducida por el Viento:** Los elementos resistentes a cargas laterales forman un sistema equilibrado que es capaz de resistir las fuerzas producidas por el viento las cuales actúan desde cualquier dirección y no es sometido a torsión significativa. En caso de una estructura no-flexible con un plano más o menos rectangular, la distancia, medida a lo largo de uno de los ejes principales del edificio, entre el punto de aplicación de la carga media inducida por la carga del viento perpendicular al eje y al centro de rigidez debe ser menor que el 15% del ancho de la estructura en cualquiera de las dimensiones principales plano. (Para esta evaluación son necesarios los planos estructurales)(Sec. 3.3.7)

C NC N/A **Columnas Cautivas Cortas:** No deben haber columnas a un nivel con cocientes altura/grosor menor que el 50% del cociente nominal altura/grosor de las columnas típicas en ese nivel. (Sec. 3.4)

C NC N/A **Empalmes de Varillas en Columnas:** Todas las longitudes de los empalmes de solape de las varillas en las columnas deben ser mayores de 35 d_b (Sec, 3.5)

C NC N/A **Losas Planas:** El sistema de resistencia a fuerzas laterales no debe de ser un pórtico consistente de columnas y una losa plana o placa sin vigas. Las losas planas o placas clasificadas como componentes secundarios deben tener varillas inferiores continuas a través de las uniones de la columna. (Sec. 3.6)

C NC N/A **Deterioro del Concreto:** No debe existir deterioro visible del concreto o acero de refuerzo si cualquiera de los elementos verticales o resistentes de fuerzas laterales. (Sec. 3.7)

C NC N/A **Anclajes Post-Tensados:** No debe haber evidencia de corrosión o desprendimientos en la vecindad de los accesorios post-tensados o terminales. Los anclajes abobinados no han sido usados. (Sec. 3.8)

Sistema de Resistencia a Fuerzas Laterales

C NC N/A **Redundancia:** El número de líneas de los pórticos de momento a flexión en cada dirección principal debe ser mayor que o igual a 2. El número de vanos de los pórticos de momento a flexión en cada línea debe ser mayor que o igual a 2 para la seguridad vital y 3 para ocupación inmediata. (Sec. 3.9)

C NC N/A **Paredes de Relleno:** Todas las paredes de relleno de concreto y mampostería colocadas en los pórticos de momento a flexión están aisladas desde los elementos estructurales. (Sec. 3.10)

C NC N/A **Chequeo de Esfuerzos de Corte:** El esfuerzo de corte en las columnas de concreto debe ser menor que 0.7 MPa (7 kgf/cm^2) o $\sqrt{f'_c}/6$ MPa. (Sec.3.11)

C NC N/A **Chequeo de Esfuerzo Axial:** El esfuerzo axial debido a las cargas de gravedad en las columnas sujetas a fuerzas de vuelco será menor que 0.10 f_c. (Sec. 3.12)

Conexiones

C NC N/A **Columnas de Concreto:** Todo el acero de las columnas longitudinales debe estar empalmado en la fundación y los empalmes deben desarrollar la capacidad tensora de la columna. (Sec. 3.13)

LISTA DE CHEQUEO ESTRUCTURAL ADICIONAL PARA EDIFICIOS CON PÓRTICOS DE CONCRETO A FLEXIÓN

La lista de chequeo Estructural Adicional debe ser completada cuando la estructura es evaluada para ocupación inmediata. La lista de chequeo estructural básica debe ser completada antes de terminar esta lista de chequeo.

Sistema de Resistencia a Fuerzas Laterales

C NC N/A **Pórticos de Losa Plana:** El sistema de resistencia a fuerzas laterales no debe ser un pórtico consistente de columnas y una losa plana o placa sin vigas. (Sec. 3.6)

C NC N/A **Elementos de Pórtico Pretensado:** Los pórticos de resistencia a fuerzas laterales no incluirán ningún elemento pretensado o post-tensado. (Sec. 3.14)

C NC N/A **Columnas Cautivas Cortas:** No deben haber columnas en un nivel con cocientes altura/ancho menor del 75% del cociente altura/ancho nominal de las columnas a ese nivel. (Sec. 3.4)

C NC N/A **No Fallos del Cortante:** La capacidad cortante de las columnas del pórtico debe desarrollar la capacidad a flexión en la parte superior e inferior de las columnas. (Sec. 3.15)

C NC N/A **Columna Fuerte/Viga Débil:** La suma de la capacidad a flexión de las columnas debe ser 20% mayor que la de las vigas en las uniones del pórtico. (Sec. 3.16)

C NC N/A **Varillas de las Vigas:** Al menos dos varillas longitudinales superiores e inferiores deben extenderse continuamente en toda la longitud de cada viga del pórtico. Al menos el 25% de las varillas longitudinales provistas en las uniones para cada momento a flexión deben estar continua en toda la longitud de los miembros. (Sec. 3.17)

C NC N/A **Empalmes de Varillas en las Columnas:** Todas las longitudes de los empalmes de solape de las varillas en las columnas deben ser mayores que 50 d_b para ocupación inmediata y deben estar cerradas por estribos espaciados en o menos que 8 d_b.(Sec. 3.5)

C NC N/A **Empalmes de Varillas en Vigas:** Los empalmes de solape para los refuerzos de la viga longitudinal no deben estar ubicados dentro de la mitad del centro de la longitud del miembro y no deben estar ubicados dentro de la vecindad de las ubicaciones de la articulación plástica potencial. (Sec. 3.18)

C NC N/A **Espaciamiento Columna-Estribo:** Las columnas de pórtico deben tener estribos espaciados en o menos de d/4 en toda su longitud y en o menos de 8 d_b en todas las ubicaciones de las articulaciones plásticas potenciales. (Sec. 3.19)

C NC N/A **Espaciamiento de Estribos:** Todas las vigas deben tener estribos espaciados a o menos de d/2 en toda su longitud. Todos los estribos de articulaciones plásticas deben estar espaciados a o menos del mínimo de $8d_b$ o d/4. (Sec. 3.20)

C NC N/A **Refuerzos en las Uniones:** Las uniones de las vigas en las columnas deben tener estribos espaciados a o menos de $8d_b$. (Sec. 3.21)

C NC N/A **Excentricidad de la Unión:** No deben existir excentricidades mayores que el 20% de la dimensión más pequeña del plano de la columna entre las líneas centrales de la viga maestra y la columna. (Sec. 3.22)

C NC N/A **Estribos y Ganchos:** Los estribos de la viga y los de la columna deben estar anclados en los núcleos del miembro con ganchos de 135° más. (Sec. 3.23)

C NC N/A **Losas planas:** Las losas planas o placas no deben ser permitidas como componentes primarios.

Diafragmas

C NC N/A **Continuidad del Diafragma:** Los diafragmas no deben estar compuestos de entrepisos con niveles desfasados. (Sec. 3.24)

C NC N/A **Irregularidades del Plano:** Debe existir una capacidad tensora para desarrollar la resistencia del diafragma en las esquinas re-entrantes u otras ubicaciones de las irregularidades del plano. (Sec. 3.25)

C NC N/A **Refuerzo del Diafragma en las Aberturas:** Debe existir refuerzo alrededor de todas las aberturas del diafragma mayor del 50% del ancho del edificio en cualquier dimensión del plano principal. (Sec. 3.26)

Conexiones

C NC N/A **Carga Lateral en las Cabezas de los Pilotes:** Las cabezas de las uniones de pilotes deben tener refuerzo superior y los pilotes deben estar ancladas en las cabezas. (Sec. 3.27)

ANEXO B

CRITERIO O DECLARACIÓN DE EVALUACIÓN PARA EDIFICIOS DE PARED DE CORTE DE CONCRETO CON DIAFRAGMAS RÍGIDOS

Estos edificios tienen piso y techo aporticados que consisten de losas de concreto vaciado in situ, vigas de concreto, nervios (o viguetas) en una dirección, nervios (o viguetas) tipo waffle en dos direcciones o losas planas. Los pisos están soportados en columnas de hormigón o paredes de corte. Las fuerzas laterales están ligeramente reforzadas pero frecuentemente se extienden en todo el edificio. En construcciones más recientes, las paredes de corte están en ubicaciones aisladas y están más fuertemente reforzadas con elementos de borde y estribos espaciados cercanamente para proveer un comportamiento dúctil. Los diafragmas consisten de losas de concreto y están rígidos relativamente a la pared. Las fundaciones consisten de zapata de concreto esparcido o fundaciones de pilotes profundos.

Cada una de las declaraciones de evaluación que aparecen en esta lista de chequeo debe estar marcada conforme (C), no conforme (NC) o no aplicable (N/A). Las declaraciones o informes conformes identifican los puntos que son aceptables conforme al criterio de este manual, mientras que los no conformes identifican los problemas que requieren mayor investigación. Es posible que algunas declaraciones no se apliquen a los edificios que están siendo evaluados. Para las declaraciones de evaluaciones no conformes, el ingeniero evaluador puede elegir el realizar otra investigación.

Para fines de guía en la investigación, refiérase a la sección del manual indicada ente paréntesis al final de la declaración.

LISTA DE CHEQUEO ESTRUCTURAL BÁSICO

Esta lista de chequeo estructural básico debe ser completada para la evaluación de seguridad e inmediata.

Sistema del Edificio

C NC N/A **Paso de Carga:** La estructura contiene un paso o sendero de carga completo para los efectos de la fuerza de cualquier dirección horizontal que sirve para transferir las fuerzas inertes desde la masa hasta la fundación. (NOTA: Escriba una breve descripción de esta vinculación para cada dirección principal). (Sec. 3.1)

C NC N/A **Piso Débil:** La resistencia del sistema de resistencia a fuerzas laterales en cualquier piso no debe ser menor del 80% de la resistencia en un piso adyacente, sobre o debajo. (Sec. 3.3.1)

C NC N/A **Piso Suave:** La rigidez del sistema de resistencia a fuerzas laterales en cualquier piso no debe ser menor del 70% de la rigidez en un piso adyacente arriba o abajo, o menor del 80% de la rigidez promedio de los tres pisos de arriba o abajo. (Sec. 3.3.2)

C NC N/A **Geometría:** No debe haber cambios en la dimensión horizontal del sistema de resistencia a fuerzas laterales de más del 30% en un piso relativo a pisos adyacentes, excluyendo penthouses de un piso. (Sec. 3.3.3)

C NC N/A **Masa:** No debe existir ningún cambio en la masa efectiva mayor del 50% de un piso al siguiente, excluyendo un techo ligero. (Sec. 3.3.4)

C NC N/A **Discontinuidades Verticales:** Todos los elementos verticales en el sistema de resistencia a fuerzas laterales deben ser continuos hasta la fundación. (Sec. 3.3.5)

C NC N/A **Torsión Inducida por Terremotos:** La distancia entre el centro de la asa del piso y el centro de rigidez del piso no debe ser menor del 20% del ancho del edificio en cualquier dimensión del plano. (Sec. 3.3.6)

C NC N/A **Torsión Inducida por el Viento:** Los elementos resistentes a cargas laterales forman un sistema equilibrado que es capaz de resistir las fuerzas producidas por el viento las cuales actúan desde cualquier dirección y no es sometido a torsión significativa. En caso de una estructura no-flexible con un plano más o menos rectangular, la distancia, medida a lo largo de uno de los ejes principales del edificio, entre el punto de aplicación de la carga media inducida por la carga del viento perpendicular al eje y al centro de rigidez debe ser menor que el 15% del ancho de la estructura en cualquiera de las dimensiones principales plano. (Para esta evaluación son necesarios los planos estructurales)(Sec. 3.3.7)

C NC N/A **Deterioro del Concreto:** No debe existir ninguna evidencia de corrosión o desprendimiento en la vecindad de los accesorios post-tensados o extremos. Los anclajes abobinados no deben haberse usado. (Sec. 3.7)

C NC N/A **Anclajes Post-Tensados:** No debe haber evidencia de corrosión o desprendimientos en la vecindad de los accesorios post-tensados o

terminales. Los anclajes abobinados no han sido usados. (Sec. 3.8)

C NC N/A **Agrietamientos en Paredes de Concreto:** Todos los agrietamientos diagonales existentes en elementos de pared deben ser menores de 1.0 mm, no debe estar concentrados en una ubicación, y no deben formar un patrón X. (Sec. 3.28)

Sistema de Resistencia a Fuerzas Laterales

C NC N/A **Pórticos Completos:** Los pórticos de acero o concreto clasificados como componentes secundarios deben formar un sistema portante de carga vertical completo. (Sec. 3.29)

C NC N/A **Redundancia:** El número de líneas o paredes de corte en cada dirección principal debe ser mayor que o igual a 2. (Sec. 3.9)

C NC N/A **Chequeo del Esfuerzo Cortante:** El esfuerzo cortante en las paredes de corte del concreto debe ser menor de 1.0 MPa (10kf/cm^2) ó $\sqrt{f_c'}/4$ MPa, si el área seccional transversal total de las paredes en un piso es menor del 3% del área del piso. Si es mayor del 3%, no es necesario ningún chequeo del esfuerzo cortante. (Sec. 3.11)

C NC N/A **Acero de Refuerzo:** El cociente del área del acero de refuerzo al área de concreto bruto debe ser mayor de 0.0015 en la dirección vertical y 0.0025 en la dirección vertical y 0.0025 en la dirección horizontal. El espaciamiento del acero de refuerzo debe ser igual a o menor de 450 mm. (Sec. 3.30)

C NC N/A **Aberturas del Diafragma en las Paredes de Corte:** Las aberturas del diafragma inmediatamente adyacentes a las paredes de corte deben ser menor del 25% de la longitud de la pared. (Sec. 3.31)

Conexiones

C NC N/A **Transferencia a las Paredes de Corte:** Los diafragmas deben ser reforzados y conectados para la transferencia de las cargas a las paredes del corte. (Sec. 3.32)

C NC N/A **Empalmes de la Fundación:** Las paredes deben estar empalmadas en las fundaciones. (Sec. 3.33)

LISTA DE CHEQUEO ESTRUCTURAL ADICIONAL PARA EDIFICIOS DE PAREDES DE CORTE DE CONCRETO CON DIAFRAGMAS DE RIGIDEZ PARA OCUPACIÓN INMEDIATA

La lista de chequeo Estructural Adicional debe ser completada cuando la estructura es evaluada para ocupación inmediata. La lista de chequeo estructural básica debe ser completada antes de completar esta lista de chequeo.

Sistema de Resistencia a Fuerzas Laterales

C NC N/A **Compatibilidad de Deflexión:** Los componentes secundarios deben tener la capacidad de corte para desarrollar la resistencia a flexión de los elementos y deben tener detalles. (Sec. 3.34)

C NC N/A **Losas Planas:** Las losas planas o placas no deben ser permitidas como componentes primarios. (Sec. 3.6)

C NC N/A **Acoplamiento de las Vigas:** Los estribos en los acoplamientos de las vigas sobre los egresos deben estar espaciados en o menos de d/2 y deben estar anclados en el núcleo con ganchos de 135° ó más. (Sec. 3.35)

C NC N/A **Fuerzas de Vuelco:** Todas las paredes de vuelco deben tener cociente alto/largo menor que 4 a 1. Las pilastras de las paredes no necesitan ser consideradas. (Sec. 3.36)

C NC N/A **Confinamiento de Refuerzos:** Para paredes de corte con cociente alto/largo mayor que 2.0, los elementos de borde deben estar confinados con espirales o estribos con espaciamiento menor de 8 d_b. (Sec. 3.37)

C NC N/A **Refuerzos en Aberturas:** Se debe agregar un refuerzo especial alrededor de todas las aberturas de la pared. (Sec. 3.38)

C NC N/A **Grosor de la Pared:** El grosor de las paredes de carga no debe ser menor que 1/25 el mínimo de peso o longitud sin soporte, ni menor de 100 mm. (Sec. 3.99)

Diafragmas

C NC N/A **Continuidad del Diafragma:** Los diafragmas no deben de estar compuestos de entrepisos con niveles desfasados. (Sec. 3.24)

C NC N/A **Aberturas del Diafragma en Paredes de Corte:** Las aberturas del diafragma adyacentes inmediatamente a las paredes de corte deben ser menores del 15% de la longitud de la pared. (Sec. 3.31)

C NC N/A **Irregularidades:** Debe existir una capacidad tensora para desarrollar la resistencia del diafragma en las esquinas de re-entrante u otras ubicaciones de las irregularidades de la planta. (Sec. 3.25)

C NC N/A **Refuerzo del Diafragma en las Aberturas:** Debe existir un refuerzo alrededor de todas las aberturas del diafragma mayor del 50% del ancho del edificio en cualquiera de la dimensión mayor del plano. (Sec. 3.26)

Conexiones

C NC N/A **Carga Lateral en las Cabezas de los Pilotes:** Las cabezas de los pilotes deben tener refuerzo en la parte superior y los pilotes deben estar anclados en las cabezas de los pilotes. (Sec. 3.27)

C NC N/A **Transferencia a las Paredes de Corte:** La conexión del diafragma a las paredes de corte debe ser para desarrollar el menor de la resistencia de corte de la pared o del diafragma. (Sec. 3.32)

ANEXO C

CRITERIOS O DECLARACIONES DE EVALUACIÓN PARA PÓRTICOS A FLEXIÓN DE CONCRETO CON PAREDES DE CORTE CON MAMPOSTERIA DE RELLENO Y DIAFRAMAS RÍGIDOS

Este es un tipo más viejo de construcción de edificios que consiste de un pórtico de vigas y columnas de concreto vaciado in situ. Los pisos y el techo consisten de losas de concreto vaciado in situ. Las paredes consisten de paneles de relleno de tejas de barro sólidas, bloques de concreto, o mampostería de tejas de barro huecas. El comportamiento de este tipo de construcción depende de la interacción entre el pórtico y los paneles de relleno. El comportamiento combinado es más similar a la estructura de la pared de corte que a la mampostería de relleno sólido de la estructura del pórtico, los paneles forman postes de comprensión diagonal entre las intersecciones de los miembros del pórtico. Si las paredes están desplazadas del pórtico y no se empalman completamente los miembros del pórtico, los postes de compresión diagonal no se desarrollará. La resistencia del panel de relleno está limitada por la capacidad de corte de la unión de cama de mampostería o la capacidad de compresión del poste. La resistencia post-agrietamiento es determinada por un análisis de un momento a flexión que es parcialmente limitada por el relleno agrietado. La resistencia de corte de las columnas de concreto, después del agrietamiento del relleno puede limitar el comportamiento semidúctil del sistema. Los diafragmas consisten de pisos de concreto y están rígidos relativos a las paredes.

Cada una de las declaraciones de evaluación que aparecen en esta lista de chequeo debe estar marcada conforme (C), no conforme (NC) o no aplicable (N/A). Las declaraciones o informes conformes identifican los puntos que son aceptables conforme al criterio de este manual, mientras que los no conformes identifican los problemas que requieren mayor investigación. Es posible que algunas declaraciones no se apliquen a los edificios que están siendo evaluados. Para las declaraciones de evaluaciones no conformes, el ingeniero evaluador puede elegir el realizar otra investigación.

Para fines de guía en la investigación, refiérase a la sección del manual indicado entre paréntesis al final de la declaración.

LISTA DE CHEQUEO ESTRUCTURAL BÁSICO

Esta lista de Chequeo Estructural Básica debe ser completada para las evaluaciones de Seguridad y de Ocupación Inmediata.

Sistema del Edificio

C NC N/A **Paso de Carga:** La estructura debe contener un paso de carga completo para los efectos de las fuerzas sísmicas de cualquier dirección horizontal que sirve para transferir las fuerzas inertes desde la masa hasta la fundación. (Nota: Escriba una breve descripción de esta unión para cada dirección principal) (Sec. 3.1)

C NC N/A **Piso Débil:** La resistencia de un sistema de resistencia a fuerzas laterales en cualquier piso no debe ser menor del 80% de la resistencia en un piso adyacente arribo o abajo. (Sec. 3.3.1)

C NC N/A **Piso Suave:** La rigidez del sistema de resistencia a fuerzas laterales en cualquier piso no es menor del 70% de la rigidez en cualquier piso adyacente arriba o abajo, o menor del 80% de la rigidez promedio de los tres pisos arriba o abajo. (Sec. 3.3.2)

C NC N/A **Geometría:** No debe haber cambios en la dimensión horizontal del sistema de resistencia a fuerzas laterales de más del 30% en un piso relativo a pisos adyacentes, excluyendo penthouses de un piso. (Sec. 3.3.3)

C NC N/A **Masa:** No deben haber cambios en la masa efectiva más del 50% de un piso al siguiente. (Sec. 3.3.4)

C NC N/A **Discontinuidades Verticales:** Todos los elementos verticales en el sistema de resistencia a fuerzas laterales deben ser continuos hasta la fundación. (Sec. 3.3.5)

C NC N/A **Torsión Inducida por Terremotos:** La distancia entre el centro de la masa del piso y el centro de frigidez del piso debe ser menor del 20% del ancho del edificio en cualquier dimensión del plano. (Sec. 3.3.6)

C NC N/A **Torsión Inducida por el Viento:** Los elementos resistentes a cargas laterales forman un sistema equilibrado que es capaz de resistir las fuerzas producidas por el viento las cuales actúan desde cualquier dirección y no es sometido a torsión significativa. En caso de una estructura no-flexible con un plano más o menos rectangular, la distancia, medida a lo largo de uno de los ejes principales del edificio, entre el punto de aplicación de la carga media inducida por la carga del viento perpendicular al eje y al centro de rigidez debe ser menor que el 15% del ancho de la estructura en cualquiera de las dimensiones principales plano.

(Para esta evaluación son necesarios los planos estructurales)(Sec. 3.3.7)

C NC N/A **Deterioro del Concreto:** No debe haber deterioro de acero de refuerzo o concreto en cualesquiera de los elementos de resistencia a fuerzas verticales. (Sec. 3.7)

C NC N/A **Unidades de Mampostería:** No debe existir deterioro de unidades de mampostería. (Sec. 3.40)

C NC N/A **Uniones de Mampostería:** El mortero no debe ser desprendido fácilmente de las uniones con una herramienta manual, y no deben áreas de mortero erosionado. (Sec. 3.41)

C NC N/A **Grietas en las Paredes de Relleno:** No deben existir agrietamientos diagonales en las paredes de relleno que se extiendan por todo el panel, que mayores de 3 mm o que tengan desfasamiento fuera del plano en la unión o junta de asiento mayor de 3 mm. (Sec. 3.42)

C NC N/A **Grietas en Columnas de Borde:** No deben existir agrietamientos diagonales mayores de 3 mm en las columnas de concreto que encajen en los rellenos de la mampostería. (Sec. 3.43)

Sistema de Resistencia a Fuerzas Laterales

C NC N/A **Redundancia:** El número de líneas de las paredes de corte en cada dirección principal debe ser mayor que o igual a 2. (Sec. 3.9)

C NC N/A **Chequeo del Esfuerzo Cortante:** El esfuerzo cortante en las paredes de corte de la mampostería reforzada calculada debe ser menor de 0.5 MPa (5 kgf/cm^2). (Sec.3.44)

C NC N/A **Chequeo del Esfuerzo de Corte:** El esfuerzo de corte en las paredes de corte de la mampostería no reforzada debe ser menor de 0.2 MPa (2 kgf/cm^2) para unidades de barro y 0.5 MPa (5 kgf/cm^2) para unidades de concreto. (Sec. 3.45)

C NC N/A **Conexiones de Pared:** La mampostería debe estar en completo contacto con el pórtico. (Sec. 3.46)

Conexiones

C NC N/A **Transferencia a las Paredes de Corte:** Los diafragmas deben estar reforzados y conectados para transferir las cargas a las paredes de corte. (Sec. 3.32)

C NC N/A **Columnas de Concreto:** Todas las columnas deben estar empalmadas con las fundaciones. (Sec. 3.13)

LISTA DE CHEQUEO ESTRUCTURAL ADICIONAL PARA PÓRTICOS DE CONCRETO CON PAREDES DE CORTE DE MAMPOSTERIA DE RELLENO Y DIAFRAGMAS RÍGIDOS

Esta lista de chequeo Estructural Adicional debe ser completada cuando la estructura es evaluada para ocupación inmediata. La lista de chequeo estructural básica debe ser completada antes de completar esta lista de chequeo estructural adicional.

Sistema de Resistencia a Fuerzas Laterales

C NC N/A **Compatibilidad de Deflexión:** Los componentes secundarios deben tener la capacidad cortante para desarrollar la resistencia a flexión de los elementos y deben tener detalles dúctiles. (Sec. 3.34)

C NC N/A **Losas Planas:** Las losas planas o placas no deben ser permitidas como los componentes primarios para la resistencia a cargas laterales. (Sec. 3.6)

C NC N/A **Refuerzo en las Aberturas:** Todas las aberturas de las paredes que interrumpen el reforzamiento deben tener refuerzos especiales en todos los lados. (Sec. 3.38)

C NC N/A **Proporciones de Paredes de Relleno:** El cociente altura a grosor de las paredes de relleno en cada piso debe ser menor que 14. (Sec. 3.47)

C NC N/A **Paredes de Relleno Sólidas:** Las paredes de relleno no deben ser de construcción de cavidad. (Sec. 3.48)

C NC N/A **Paredes de Relleno:** Las paredes de relleno deben ser continuas hasta los plafones o intradós de las vigas del pórtico y hasta las columnas en cualquier lado. (Sec. 3.49)

Diafragmas

C NC N/A **Continuidad del Diafragma:** Los diafragmas no deben estar compuestos de entrepisos con niveles desfasados. (Sec. 3.24)

C NC N/A **Aberturas del Diafragma en Paredes de Relleno:** Las aberturas del diafragma adyacente inmediatamente a las paredes de corte deben ser menores del 15% de la longitud de la pared. (Sec. 3.31)

C NC N/A **Irregularidades de Planta:** Debe existir una capacidad tensora capaz de desarrollar la resistencia del diafragma en las esquinas

re-entrantes u otras ubicaciones con irregularidades de planta. (Sec. 3.25)

C NC N/A **Refuerzo del Diafragma en las Aberturas:** Debe haber refuerzos alrededor de las aberturas del diafragma mayor que el 50% del ancho del edificio en cualquiera de las dimensiones del plano principal. (Sec. 3.26)

Conexiones

C NC N/A **Carga Lateral en las Cabezas de los Pilotes:** Las cabezas de las uniones de pilotes deben tener refuerzo superior y los pilotes deben estar ancladas en las cabezas. (Sec. 3.27)

ANEXO D

CRITERIOS O DECLARACIONES PARA RIESGOS GEOLÓGICOS DEL LUGAR Y FUNDACIONES

La evaluación de cualquier riesgo geológico circundante que puedan afectar la estabilidad de la fundación y la capacidad del suelo debajo de la fundación debe efectuarse para evaluar su impacto en el edificio.

Cada una de las declaraciones de evaluación que aparecen en esta lista de chequeo debe estar marcada conforme (C), no conforme (NC) o no aplicable (N/A). Las declaraciones o informes conformes identifican los puntos que son aceptables conforme al criterio de este manual, mientras que los no conformes identifican los problemas que requieren mayor investigación. Es posible que algunas declaraciones no se apliquen a los edificios que están siendo evaluados. Para las declaraciones de evaluaciones no conformes, el ingeniero evaluador puede elegir el realizar otra investigación.

Para fines de guía en la investigación, refiérase a la sección del manual indicada entre paréntesis al final de la declaración.

Riesgos Geológicos del Lugar

Las siguientes declaraciones serán completadas para edificios de alta o moderada sismicidad.

C NC N/A **Licuación:** Los suelos granulares, flojos, saturados, susceptibles de licuación que pueden arriesgar el comportamiento sísmico del edificio no pueden existir en los suelos de fundación a profundidades dentro de los 15 m debajo del edificio. (Sec. 4.1.1)

C NC N/A **Fallo de Pendiente:** El lugar del edificio debe estar suficientemente remoto de las fallas de pendiente inducidas por terremotos potenciales o aludes para no ser afectado por dichos fallos o debe ser capaz de acomodar cualquier movimiento pronosticado sin fallo. (Sec. 4.12)

C NC N/A **Rotura de Falla de la Superficie:** La rotura de la falla de la superficie o el desplazamiento de la superficie en el lugar del edificio no es anticipada. (Sec. 4.1.3)

Condiciones de la Fundación

C NC N/A **Comportamiento de la Fundación:** No debe haber evidencia de un excesivo movimiento de la fundación tal como un asentamiento o expansión que afectaría la integridad o resistencia de la estructura. (Sec. 4.2.1)

Capacidad de Fundaciones

C NC N/A **Fundaciones de Postes:** Las fundaciones de poste deben tener una profundidad mínima de anclaje de 1.5 m. (Sec. 4.3.1)

C NC N/A **Fuerzas de Vuelco:** El cociente de la dimensión horizontal efectiva en el nivel de la fundación del sistema de resistencia a fuerzas laterales a la altura del edificio (base/altura) debe ser mayor de 0.4. (Sec. 4.3.2)

C NC N/A **Estribos entre los Elementos de la Fundación:** La fundación debe tener estribos adecuados para resistir fuerzas sísmicas en donde las zapatas, pilotes y las pilastras no estén limitados por vigas, losas o suelos clasificados como tipo 1 ó 2. (Sec. 4.3.3)

C NC N/A **Lugares de Pendientes:** La diferencia de grado de un lado del edificio al otro no debe exceder de la mitad de la altura del piso en la ubicación del anclaje. (Sec. 4.3.4)

ANEXO E

CRITERIOS O DECLARACIONES PARA COMPONENTES NO ESTRUCTURALES

Los componentes no estructurales incluyen componentes arquitectónicos, mecánicos y eléctricos que no son parte de los miembros estructurales portantes de carga. La investigación de los componentes no estructurales puede tomar tiempo porque generalmente no están bien detallados en los planos y porque frecuentemente están ocultos. Sin embargo, es esencial investigarlos porque el soporte sísmico puede haber recibido poca atención en el pasado y son potencialmente peligrosos. De gran importancia en los esfuerzos de la evaluación de los componentes no estructurales son las visitas al lugar para identificar el estado actual de los componentes no estructurales.

Cada una de las declaraciones de evaluación que aparecen en esta lista de chequeo debe estar marcada conforme (C), no conforme (NC) o no aplicable (N/A). Las declaraciones o informes conformes identifican los puntos que son aceptables conforme al criterio de este manual, mientras que los no conformes identifican los problemas que requieren mayor investigación. Es posible que algunas declaraciones no se apliquen a los edificios que están siendo evaluados. Para las declaraciones de evaluaciones no conformes, el ingeniero evaluador puede elegir el realizar otra investigación.

Para fines de guía, en la investigación, refiérase a la sección manual indicada entre paréntesis al final de cada declaración de evaluación.

Particiones o Divisiones

C NC N/A **Mampostería sin Refuerzo:** Las particiones de mampostería sin refuerzo o de tejas de barro con hueco deben estar arrostradas a un espacio igual a o menos de 2.5 m. (Sec. 5.1.1)

Sistema de Techo

C NC N/A **Techos Integrados:** Los techos integrados suspendidos en las salidas y corredores o que pesan más de 10 Kgf/m^2 deben ser sostenido lateralmente con un mínimo de 4 cables diagonales o miembros rígidos unidos a la estructura en un espacio igual o menor de 4 m. (Sec. 5.2.1)

C NC N/A **Soporte:** El sistema de techo integrado suspendido no debe ser usado para soportar lateralmente los topes de las particiones o divisiones de yeso, mampostería o tejas de barro huecas. (Sec. 5.2.2)

C NC N/A **Techos de Listones Enyesados Suspendidos:** Los techos consistentes de listones enyesados o juntas de yeso deben ser fijados en cada metro cuadrado (1) de área. (Sec. 5.2.3)

Accesorios Lumínicos

C NC N/A **Soporte Independiente:** Los accesorios lumínicos en los techos suspendidos de parrillas o rejillas deben ser soportados independientemente del sistema de suspensión del techo mediante un mínimo de 2 cables en las esquinas de los accesorios opuestas diagonalmente. (Sec. 5.3.1)

C NC N/A **Luces de Emergencia:** Las luces de emergencia deben estar ancladas o arrostradas para evitar que se caigan o desplacen durante un terremoto. (Sec. 5.3.2)

Revestimiento Metálico y Envidriado

C NC N/A **Anclajes con Revestimiento:** Los componentes del revestimiento que pesan más de 50Kg/m^2 deben estar anclados a la pared aporticada exterior con un esparcimiento igual o menor de 2 m. (Sec. 5.4.1)

C NC N/A **Conexiones de Vigas:** Cuando se requieren conexiones de vigas, debe haber un mínimo de dos conexiones por cada panel de pared. (Sec. 5.4.2)

C NC N/A **Deterioro:** No debe existir evidencia de deterioro o corrosión en cualquiera de los elementos de conexión. (Sec. 5.4.3)

C NC N/A **Revestimiento (Sísmico):** El revestimiento en las paredes de cierre y en paneles individuales sobre un área de 1.5 m^2, ubicada a una altura de 4 m sobre una superficie exterior para caminar, debe ser un vidrio de seguridad laminado, anillado o resistente al calor que permanece en el pórtico al agrietarse. (Sec. 5.4.4)

C NC N/A **Envidriado y Revestimiento (Viento):** El envidriado y el revestimiento deben resistir las fuerzas aerodinámicas inducidas por el viento como se especifica en las provisiones del código de edificación aplicable. (Sec. 5.9)

Parapetos, Cornisas y Accesorios

C NC N/A **Parapetos URM:** No deben existir parapetos (o antepecho) o cornisas de mampostería no reforzada y sin soporte sobre el nivel de anclaje más alto con cocientes altura/ancho mayor que 2. (Sec. 5.5.1)

C NC N/A **Cubierta Independientes en Voladizos:** Las cubiertas independientes en voladizos ubicadas en las salidas del edificio deben estar ancladas con un espaciamiento de 3 m o menos. (Sec. 5.5.2)

C NC N/A **Efectos de Carga del Viento:** Los parapetos, voladizos y accesorios deben resistir las fuerzas aerodinámicas inducidas por los vientos como fuera especificado en las provisiones del código de edificación aplicable. (Sec. 5.5.3)

Chimeneas de Mampostería

C NC N/A **URM:** La chimenea de mampostería no reforzada no debe extenderse sobre la superficie del techo más del doble de la dimensión de la chimenea. (Sec. 5.6.1)

C NC N/A **Mampostería:** Las chimeneas de mampostería deben de estar ancladas al piso y al techo. (Sec. 5.6.2)

Escaleras

C NC N/A **Paredes URM:** Las paredes de cierre de las escaleras no deben consistir de tejas de barro huecas sin arrostrar o mampostería no reforzada. (Sec. 5.7.1)

Ascensores

C NC N/A **Sistema de soporte:** Todos los elementos del sistema del ascensor deben de estar anclados. (Sec. 5.8.1)

C NC N/A **Paredes del Eje:** Todas las paredes del eje del ascensor deben de estar ancladas y reforzadas para evitar que se volteen durante una sacudida fuerte. (Sec. 5.8.2)

C NC N/A **Soportes:** Los soportes que unen el riel de contrapeso a la estructura del edificio debe tener un espaciamiento de 3 m o menos. (Sec. 5.8.3)

Techos

C NC N/A **Techos:** Todos los elementos y las conexiones del techo y del sistema de resistencia a las fuerzas del viento deben resistir la fuerza del viento inherente conforme a las provisiones del código de edificación aplicable. (Sec. 5.9)

ANEXO F

HOJA DEL SUMARIO DE DATOS

Nombre del edificio_____

Ubicación _____

Fecha de evaluación _____

DATOS DEL EDIFICIO:

Año de construcción: Año(s) remodelado:

Código de diseño original: Área (m^2):

Longitud (m): Ancho (m):

Número de pisos debajo del suelo:

Número de pisos sobre el suelo:

DATOS DE CONSTRUCCIÓN

Sistema Estructural para carga de gravedad:

Paredes transversales exterior: % abertura:

Paredes longitudinal exterior: % abertura:

Techo aporticado y materiales:

Piso aporticado intermedio:

Planta baja: Sótano:

Columnas: Fundación:

Condición general de estructura:

Evidencia de asentamiento:

SISTEMA DE RESISTENCIA A FUERZAS LATERALES

Transversal:

Longitudinal:

Aceleración del suelo (50 años/10%):

Velocidad del viento del diseño (zona):

Tipo de perfil del suelo del lugar: _____

Creciente del suelo del lugar: _____

Descripción del terreno: Abierto: _____

Suburbano: _____ Urbano: _____

Listas de chequeo requeridas:

	Sí	No
Lista de chequeo Estructural Básico		
Lista Estructural Suplementario		
Lista de Chequeo de Riesgos Geológicos y Fundación		
Lista de chequeo		

Requisitos para otra evaluación:

Observaciones:

ANEXO G EJEMPLOS

1er EJEMPLO: **Edificio de Pórtico de Concreto (Hospital Regional Universitario de Santiago)**

2° EJEMPLO: **Edificio con Paredes de Corte de Concreto (Parque de Bomberos, Santiago)**

1er EJEMPLO: Edificio de Pórtico de Concreto

Hospital Regional Universitario de Santiago

DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

Este hospital regional es una estructura de hormigón armado de seis pisos de altura. De acuerdo con los planos, el edificio fue diseñado usando la norma de ACI 318-71 y fue construido en 1978.

El edificio tiene tres alas, las cuales están conectadas al núcleo central de servicio. Existen juntas de construcción entre el núcleo central y cada una de las alas. La estructura de las alas está compuesta de losas planas post-tensadas sin vigas ni columnas. Refuerzo para las cargas cortantes se proporciona en cada columna.

Debe de hacerse saber que losas sin vigas no son permitidas en regiones con un riesgo sísmico de modelado a alto o en estructuras asignadas a tener un alto funcionamiento en el evento de un sismo. Este edificio está ubicado en una zona de riesgo sísmico de moderado a alto, y en esta categoría de alto rendimiento. Este hospital es una instalación esencial para la recuperación comunitaria después de un terremoto.

Con el objetivo de evaluación, este edificio está categorizado como un edificio de pórtico de concreto (R = 3.0).

SISTEMA DE RESISTENCIA A CARGAS LATERALES

En la dirección longitudinal, el principal sistema de resistencia a cargas laterales consiste de pórticos con losas y columnas de hormigón. En la dirección transversal, existen cuatro paredes de corte como se indica: dos al final del edificio y dos en las escaleras (véase el plano de planta).

Hoja del Sumario de Datos

Nombre del edificio: Hospital Regional Universitario

Ubicación: Santiago, República Dominicana

Fecha de la Evaluación: 08/03/2000 (Visita al lugar)

DATOS DEL EDIFICIO:

Año de construcción : 1978 **Año(s) remodelado :** N/A

Código de Diseño Original : ACI 318-71, BOCA, Año 2

Area (m^2): Véase anexo **Longitud (m) :** **Ancho (m) :**

Número de pisos debajo del suelo: 1

Número de pisos sobre el suelo: 6

DATOS DE CONSTRUCCIÓN:

Sistema Estructural para carga de gravedad: Pórtico a flexión de concreto.

Paredes transversales exterior: Paneles prefabricados de concreto / con persianas 50% **abertura:**

Paredes longitudinal exterior: Paneles prefabricados de concreto / con persianas 50% **abertura:**

Techo aporticado y materiales: Losas post-tensadas

Piso aporticado intermedio: Losas post-tensadas

Planta baja: Losa post-tensadas **Sótano:** Losas de hormigón armado (H/A)

Columnas : H/A **Fundación :** Fundación Mat.

Condición General de la Estructura : Regular

Evidencia de asentamiento : Ninguna

SISTEMAS DE RESISTENCIA A FUERZAS LATERALES

Transversal: Pórtico columna-losa con paredes de corte

Longitudinal: Pórtico columna losa

Aceleración del suelo (50 años/10%): 0.4 g

Velocidad del viento del diseño (zona): Zona 2

Tipo de perfil del suelo del lugar: 3 **Cociente del suelo del lugar:** 1.5

Descripción del terreno: **Abierto:** _____ **Suburbano:** ____ **Urbano:** X

LISTAS DE CHEQUEOS REQUERIDAS:

	Sí	No
Lista de Chequeo Estructural Básico:	X	
Lista Estructural Suplementaria :	X	
Lista de Chequeo de Riesgos Geológicos y Fundación :	X	
Lista de Chequeo No Estructural	X	

Requisitos para otra evaluación:

Deben chequearse los anclajes post-tensados.

Observaciones:

Hormigón $f'c = 280$ kg/cm^2
Refuerzo = ASTM A-615, grado 60

Vista posterior del hospital

Ala sur del hospital

Vista detallada de las persianas

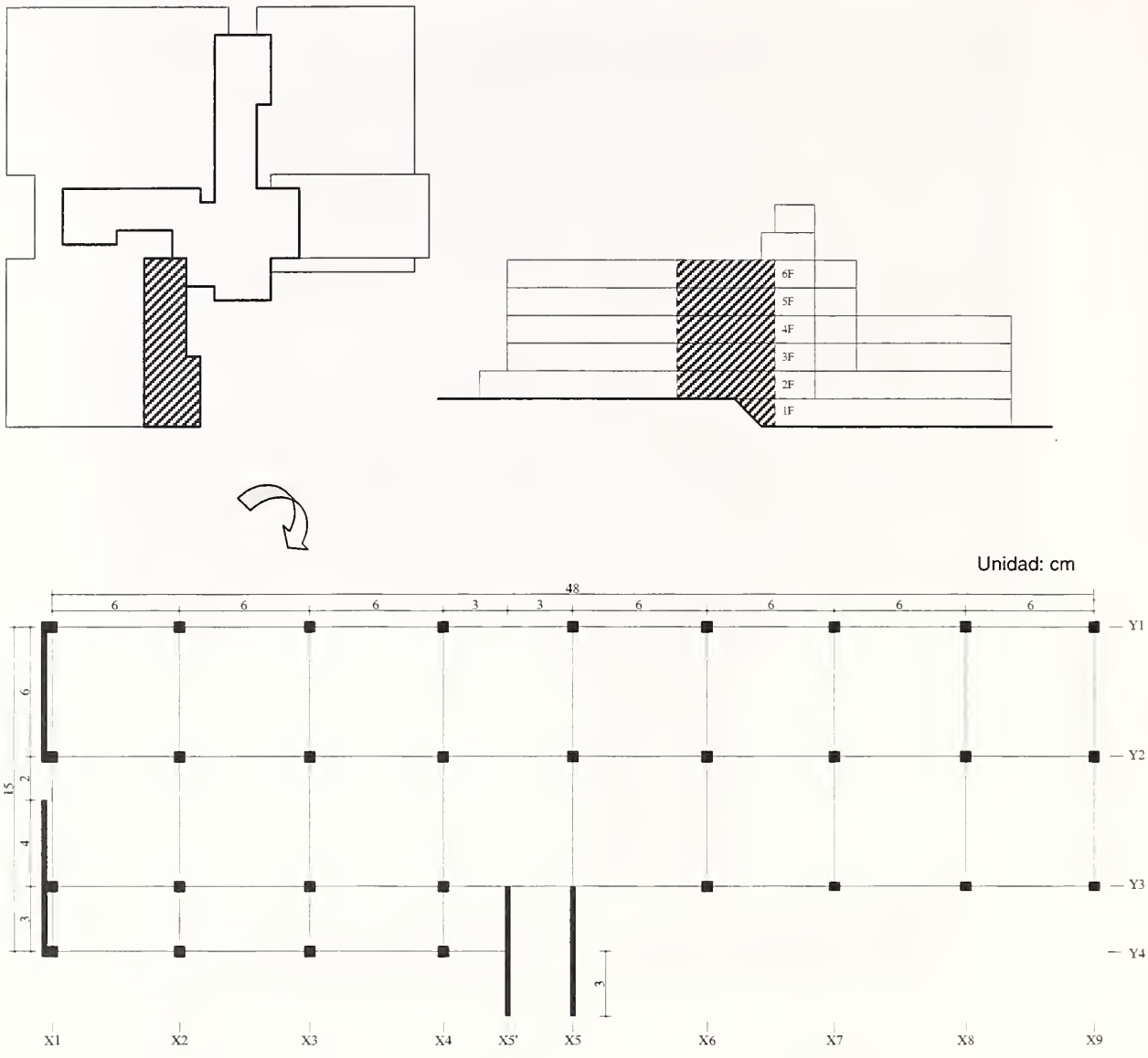


Figura G1 Planta y elevación de una ala del hospital

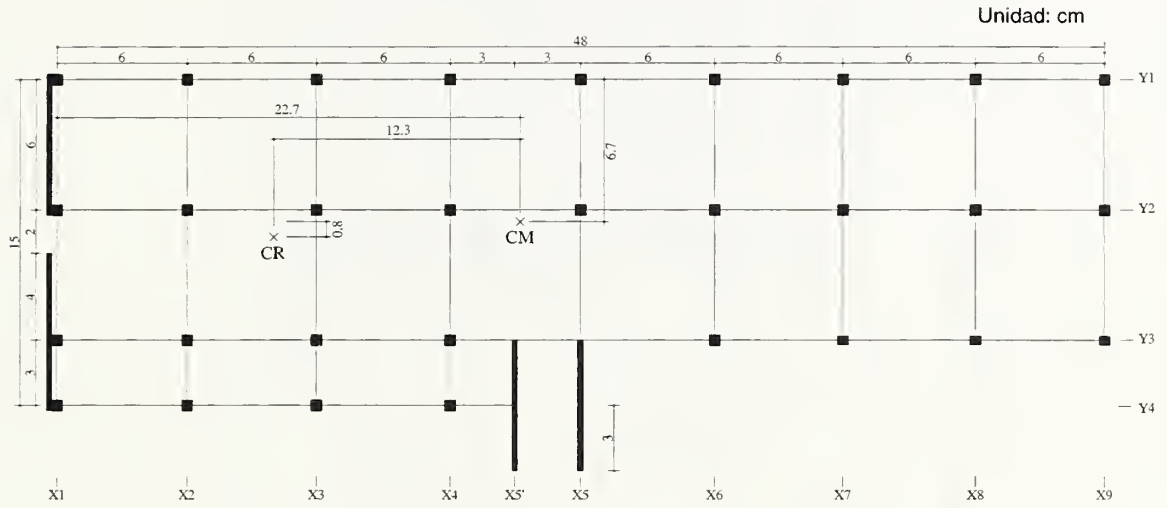
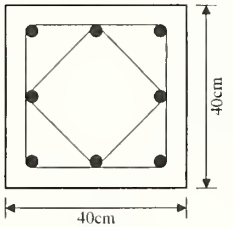
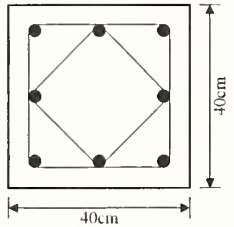
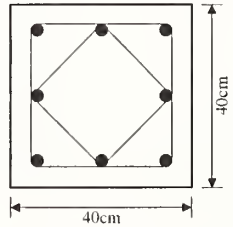
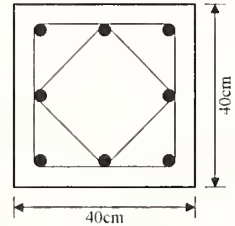
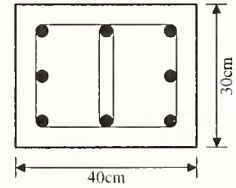
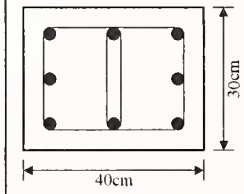


Figura G2 Ubicación del centro de masa y del centro de rigidez

Sección Transversal de las Columnas

Tipos	Tipo-1	Tipo-2	Tipo-3	Tipo-4	Tipo-5	Tipo-6
Columna	 8-#10 Zuncho #3@30cm	 8-#8 Zuncho #3@30cm	 8-#6 Zuncho #3@30cm	 8-#6 Zuncho #3@40cm	 8-#8 Zuncho #3@30cm	 8-#6 Zuncho #3@30cm
1° y 2° Piso	$C_{X2Y2-X8Y2}$	-	$C_{X2Y1-X9Y1}$, C_{X1Y2} C_{X9Y2}, $C_{X1Y3-X6Y3}$	C_{X1Y1}, $C_{X1Y4-X4Y4}$	$C_{X7Y3-X9Y3}$	-
3er y 4° Piso	-	$C_{X2Y2-X8Y2}$	$C_{X2Y1-X9Y1}$, C_{X1Y2} C_{X9Y2}, $C_{X1Y3-X6Y3}$	C_{X1Y1}, $C_{X1Y4-X4Y4}$	-	$C_{X7Y3-X9Y3}$
5° y 6° Piso	-	-	-	$C_{X2Y1-X9Y1}$, C_{X1Y2} C_{X9Y2}, $C_{X1Y3-X6Y3}$ C_{X1Y1}, $C_{X1Y4-X4Y4}$	-	$C_{X7Y3-X9Y3}$

Sección Transversal de la Pared

Tipos	Tipo-1
Pared	

Varilla Vertical	D10@25cm
Varilla Horizontal	D10@25cm

Masa Densidad = 1000 kg/m^2

Piso	Area del piso (m^2)	Masa (kg)	W_j (kg)
6	657	657,000	657,000
5	657	657,000	1314,000
4	657	657,000	1971,000
3	657	657,000	2628,000
2	657	657,000	3285,000
1(sótano)	-	-	-

Fuerza Cortante del Piso

$$V = \frac{ZUSC}{R_d} \times W$$ = [1*1.3*1.5*0.635/3]* 3285,000 kg = 0.41*3285,000 kg = 1346,850 kg

(Z=1.0, S=1.5, U=1.3, C=0.635, Rd= 3.0)

$$\overline{V}_j = 0.75 \times V_j = 0.9 \times \frac{n+j}{n+1}\left(\frac{W_j}{W}\right)V$$ Ecuación (2 – 4)

Piso	W (kg)	W_j (kg)	$(n+j)/(n+1)$	W_j/W	$\overline{V}_j$ (kg)
6	657,000	657,000	1.67	0.2	404,860
5	657,000	1314,000	1.5	0.4	727,300
4	657,000	1971,000	1.34	0.6	974,580
3	657,000	2628,000	1.17	0.8	1134,590
2	657,000	3285,000	1	1	1212,170
1(sótano)	-	-	-	-	-

Esfuerzo de Corte en los Pilares o Columnas

$$V_{prom} = \frac{1}{m}\left(\frac{n_c}{n_c - n_f}\right)\left(\frac{\overline{V}_j}{A_c}\right)$$ Ecuación (2 – 5)

Dirección longitudinal

Piso	$\overline{V}_j$ (kg)	$n_c/(n_c-n_f)$	A_C(cm^2)	m=1		
				V_{prom} (kg/cm^2)	V_{prom} (MPa)	< 0.7MPa
6	404,860	1.154	46800	9.98	0.98	NB
5	727,300	1.154	46800	17.93	1.76	NB
4	974,580	1.154	46800	24.03	2.07	NB
3	1134,590	1.154	46800	27.98	2.75	NB
2	1212,170	1.154	46800	29.89	2.93	NB
1(sótano)	-	-	-	-	-	

Dirección Transversal

Piso	$\overline{V}_j$ (kg)	$n_c/(n_c-n_f)$	$A_C(cm^2)$ [+ A_W]	m=1		
				V_{Prom} (kg/cm^2)	V_{Prom} (MPa)	< 0.7MPa
6	404,860	1.43	96800	5.98	5.90	B
5	727,300	1.43	96800	10.74	1.05	NB
4	974,580	1.43	96800	14.40	1.41	NB
3	1134,590	1.43	96800	16.76	1.65	NB
2	1212,170	1.43	96800	17.91	1.76	NB
1(sótano)	-	-	-	-	-	

DECLARACIONES DE EVALUACIÓN PARA EDIFICIOS DE CONCRETO A FLEXIÓN

LISTA DE CHEQUEO ESTRUCTURAL BÁSICO

Esta lista de Chequeo Estructural Básica debe ser completada tanto las evaluaciones de seguridad como de ocupación inmediata.

Sistema del Edificio

C NC N/A **Paso de carga:** La estructura contiene un paso o sendero de carga completo para los efectos de la fuerza sísmica desde cualquier dirección horizontal que sirva para transferir las fuerzas inertes desde la masa hasta la fundación. (NOTA: Escriba una breve descripción de esta unión para cada dirección principal) (Sec. 3.1)

La estructura tiene un paso de carga completo.

C NC **N/A** **Edificios Adyacentes:** Un edificio adyacente no debe estar ubicado al lado de la estructura que está siendo evaluado tan cercano como el 4% de la altura para la seguridad y la ocupación inmediata (Sec. 3.2)

No existen edificios adyacentes.

C NC N/A **Piso Débil:** La resistencia del sistema de resistencia a cargas laterales en cualquier piso no debe ser menor del 80% de la resistencia en un piso arriba o debajo. (Sec. 3.3.1)

No se encuentran discontinuidades de resistencia significativas en ninguno de los elementos verticales.

C NC N/A **Piso Suave:** La rigidez del sistema de resistencia a fuerzas laterales en cualquier piso no es menor del 70% de la rigidez en un piso adyacente arriba o debajo, o menor del 80% de la rigidez promedio de los tres pisos arriba o abajo. (Sec. 3.3.2)

No se encuentran discontinuidades de rigidez significativas en ninguno de los elementos verticales.

C NC N/A **Geometría:** No debe haber cambios en la dimensión horizontal del sistema de resistencia a fuerzas laterales de más del 30% en un piso adyacente a pisos, excluyendo penthouses de un piso. (Sec. 3.3.3)

El edificio es rectangular.

C NC N/A **Masa:** No existe cambio de masa efectiva de más del 50% de un piso al siguiente, excluyendo techos ligeros. (Sec. 3.3.4)

El edificio es uniforme a través de toda su altura.

C NC N/A **Discontinuidades Verticales:** Todos los elementos verticales en el sistema de resistencia a fuerzas laterales deben ser continuos hasta la fundación. (Sec. 3.3.5)

Todos los pórticos y paredes de corte son continuos hasta la fundación.

C **NC** N/A **Torsión Inducida por el Terremoto:** La distancia entre el centro de rigidez del piso y el centro de masa del piso debe ser menor del 20% del ancho de la estructura en cualquier de la dimensión del plano principal. (Sec. 3.3.6)

0.2 x 48 m < 12.3 m (Véase Fig. G2)

C NC N/A **Torsión Inducida por el Viento:** Los elementos resistentes a cargas laterales forman un sistema equilibrado que es capaz de resistir las fuerzas producidas por el viento las cuales actúan desde cualquier dirección y no es sometido a torsión significativa. En caso de una estructura no-flexible con un plano más o menos rectangular, la distancia, medida a lo largo de uno de los ejes principales del edificio, entre el punto de aplicación de la carga media inducida por la carga del viento perpendicular al eje y al centro de rigidez debe ser menor que el 15% del ancho de la estructura en cualquiera de las dimensiones principales plano. (Para esta evaluación son necesarios los planos estructurales)(Sec. 3.3.7)

18 - 12.3 = 5.7 m < 0.15 x 48 m Conforme

C NC **N/A** **Columnas Cautivas Cortas:** No deben haber columnas a un nivel con cocientes altura/ancho menor del 50% del cociente nominal altura/ancho de las columnas típicas en ese nivel. (Sec. 3.4)

No se encuentran columnas cautivas cortas.

C **NC** N/A **Empalmes de Varillas en Columnas:** Todas las longitudes de los empalmes de solape de las varillas en las columnas deberán ser mayores de 35 d_b y estarán encerradas por estribos espaciados a o menor de $8d_b$.(Sec, 3.5)

Las longitudes de los empalmes de solape son menores de 35 diámetros de varilla.

C **NC** N/A **Losas Planas:** Las losas planas o placas clasificadas como componentes secundarios deben tener varillas inferiores continuas a través de las uniones de la columna. (Sec. 3.6)

No está permitido usar losas planas como el miembro principal de resistencia de cargas laterales.

C NC N/A **Deterioro del Concreto:** No debe existir deterioro visible de concreto de refuerzo en cualquiera de los elementos verticales o resistentes a fuerzas laterales. (Sec. 3.7)

No se encuentran señales visibles de deterioro.

C NC N/A **Anclajes Post-Tensados:** No debe haber evidencia de corrosión o desprendimientos en la cercanía de los accesorios post-tensados o terminales. Los anclajes abobinados no han sido usados. (Sec. 3.8)

No se encuentran señales visibles de deterioro en los anclajes post-tensados.

Sistema de Resistencia a Fuerzas Laterales

C NC N/A **Redundancia:** El número de líneas a flexión en cada dirección principal debe ser mayor que o igual a 2. El número de vanos de pórticos a flexión en cada línea debe ser mayor que o igual a 2 para la seguridad vital y 3 para ocupación inmediata. (Sec. 3.9)

Existe más de una línea de paredes de corte.

C NC N/A **Paredes de Relleno:** Todas las paredes de relleno de mampostería y concreto ubicadas en los pórticos a flexión están aisladas desde los elementos estructurales. (Sec. 3.10)

No hay paredes de relleno.

C **NC** N/A **Chequeo del Esfuerzo de Corte:** El edificio satisface el chequeo rápido del esfuerzo en las columnas del pórtico. (Sec.3.11)

Los esfuerzos de corte en las columnas son mayores de 0.7 MPa.

C **NC** N/A **Chequeo del Esfuerzo Axial:** El esfuerzo axial debido a las cargas de gravedad en las columnas sujetas a las fuerzas de vuelco será menor de $0.10f_c$. (Sec. 3.12)

Esfuerzo axial en columnas = 5.5 MPa (55 kgf/cm^2)
Permisible = 0.1 x 280 = 28 kgf/cm^2

Conexiones

C NC **N/A** **Columnas de Concreto:** Todo el acero de las columnas longitudinales debe estar empalmado en las fundaciones y los empalmes deben desarrollar la capacidad tensora de la columna. (Sec. 3.13)

Se desconoce la longitud de desarrollo de los empalmes de las columnas. Por lo tanto, esta declaración no se puede verificar.

LISTA DE CHEQUEO ESTRUCTURAL ADICIONAL PARA EDIFICIOS CON PÓRTICOS DEL CONCRETO A FLEXIÓN

La lista de chequeo Estructural Adicional debe ser completada cuando la estructura es evaluada para ocupación inmediata. La lista de chequeo estructural básica debe ser completada antes de terminar esta lista de chequeo.

Sistema de Resistencia a Fuerzas Laterales

C **NC** N/A **Pórticos de Losa Plana:** El sistema de resistencia a fuerzas laterales no debe ser un pórtico consistente de columnas ni una losa plana o placa sin vigas. (Sec. 3.6)

La estructura está formada por columnas y losas planas.

C **NC** N/A **Elementos de Pórtico Pretensados:** Los pórticos de resistencia a fuerzas laterales no incluirán ningún elemento pretensado o post-tensado. (Sec. 3.14)

La losa es post-tensada.

C NC **N/A** **Columnas Cautivas Cortas:** No deben haber columnas en un nivel con cocientes altura/ancho menor del 75% del cociente altura/ancho nominal de las columnas a ese nivel. (Sec. 3.4)

No existen columnas cautivas cortas.

C **NC** N/A **No Fallos del Cortante:** La capacidad cortante de las columnas del pórtico debe desarrollar la capacidad a flexión en la parte superior e inferior de las columnas. (Sec. 3.15)

La capacidad cortante de las columnas no es adecuada para desarrollar la capacidad de momento de las columnas.

C NC **N/A** **Columna Fuerte / Viga Débil:** La suma de la capacidad a flexión de las columnas debe ser 20% mayor que la de las vigas en las uniones del pórtico. (Sec. 3.16)

La estructura está formada por pórticos de columna / losa.

C **NC** N/A **Varillas de las Vigas:** Al menos dos varillas longitudinales superiores e inferiores deben extenderse continuamente en toda la longitud de cada viga del pórtico. Al menos el 25% de las varillas longitudinales provistas en las uniones para cada momento a flexión deben estar continua en toda la longitud de los miembros. (Sec. 3.17)

Los planos no muestran continuidad de las varillas en las conexiones de las columnas y las losas.

C **NC** N/A **Empalmes de Varillas en las Columnas:** Todas las longitudes de los empalmes de solape de las varillas en las columnas deben ser mayores que 50 d_b (Sec. 3.5)

La longitud de los empalmes de solape de las varillas en las columnas es menor de 50 diámetros de varilla.

C NC **N/A** **Empalmes de Varillas en Vigas:** Los empalmes de solape para los refuerzos de la viga longitudinal no deben esta ubicados dentro de la mitad del centro de la longitud del miembro y no deben estar ubicados dentro de la vecindad de las ubicaciones de la articulación plástica potencial. (Sec. 3.18)

Los sistemas principales de pórtico no tienen vigas.

C **NC** N/A **Espaciamiento Columna-Estribo:** Las columnas de pórtico deben tener estribos espaciados en o menos de d/4 en toda su longitud y en o menos de $8d_b$ en todas las ubicaciones de las articulaciones plásticas potenciales. (Sec. 3.19)

La distancia entre estribos es mayor de d/4.

C NC **N/A** **Espaciamiento de Estribos:** Todas las vigas deben tener estribos espaciados en o menos de d/2 en toda su longitud. Todos los estribos de articulaciones plásticas deben estar espaciados en o menos del mínimo de $8d_b$ o d/4. (Sec. 3.20)

El sistema de resistencia de cargas laterales no está formado por vigas.

C NC **N/A** **Refuerzos en las Uniones:** Las uniones de las vigas en las columnas deben tener estribos espaciados en o menos de $8d_b$. (Sec. 3.21)

El sistema de resistencia de cargas laterales no está formado por vigas.

C NC **N/A** **Excentricidad de la Unión:** No deben existir excentricidades mayores que el 20% de la dimensión más pequeña del plano de la columna entre las líneas centrales de la viga maestra y la columna. (Sec. 3.22)

No hay vigas maestras.

C **NC** N/A **Estribos y Ganchos:** Los estribos de la viga y los de la columna deben estar anclados en los núcleos del miembro con ganchos de 135° más. (Sec. 3.23)

Los planos indican el uso de ganchos de 90°.

C **NC** N/A **Losas Planas:** Las losas planas o placas no deben ser permitidas como componentes primarios. (Sec. 3.6)

Losas planas post-tensadas forman el sistema de resistencia a cargas laterales.

Diafragmas

C NC N/A **Continuidad del Diafragma:** Los diafragmas no deben estar compuestos de entrepisos con niveles desfasados. (Sec. 3.24)

No existen niveles desfasados.

C NC **N/A** **Irregularidades de Planta:** Debe existir una capacidad tensora capaz desarrollar la resistencia del diafragma en las esquinas re-entrantes u otras ubicaciones con irregularidades de planta. (Sec. 3.25)

La planta es rectangular.

C NC **N/A** **Refuerzo del Diafragma en las Aberturas:** Debe existir refuerzo alrededor de todas las aberturas del diafragma mayor del 50% del ancho del edificio en cualquiera de la dimensión del plano principal. (Sec. 3.26)

No existen aberturas en las losas.

Conexiones

C NC **N/A** **Carga Lateral en las Cabezas de Unión de Pilotes:** Las cabezas de las uniones de pilotes deben tener refuerzo superior y los pilotes deben estar ancladas en las cabezas. (Sec. 3.27)

El edificio se encuentra sobre una losa de cimiento.

ANEXO D

CRITERIOS O DECLARACIONES PARA RIESGOS GEOLÓGICOS DEL LUGAR Y DE FUNDACIONES

La evaluación de cualquier riesgo geológico circundante que puedan afectar la estabilidad de la fundación y la capacidad del suelo debajo de la fundación debe efectuarse para evaluar su impacto en el edificio.

Cada una de las declaraciones de evaluación que aparecen en esta lista de chequeo debe estar marcada conforme (C), no conforme (NC) o no aplicable (N/A). Las declaraciones o informes conformes identifican los puntos que son aceptables conforme al criterio de este manual, mientras que los no conformes identifican los problemas que requieren mayor investigación. Es posible que algunas declaraciones no se apliquen a los edificios que están siendo evaluados. Para las declaraciones de evaluaciones no conformes, el ingeniero evaluador puede elegir el realizar otra investigación.

Para fines de guía en la investigación, refiérase a la sección del manual indicada entre paréntesis al final de la declaración.

Riesgos Geológicos del Lugar

Las siguientes declaraciones serán completadas para edificios de alta o moderada sismicidad.

C NC N/A **Licuación:** Los suelos granulares, flojos, saturados, susceptibles de licuación que pueden arriesgar el comportamiento sísmico del edificio no pueden existir en los suelos de fundación a profundidades dentro de los 15 m debajo del edificio. (Sec. 4.1.1)

No se conocen problemas de licuación en el lugar.

C NC N/A **Fallo de Pendiente:** El lugar del edificio debe estar suficientemente remoto de las fallas de pendiente inducidas por terremotos potenciales o aludes para no ser afectado por dichos fallos o debe ser capaz de acomodar cualquier movimiento pronosticado sin fallo. (Sec. 4.1.2)

El edificio está ubicado en terreno nivelado.

C NC N/A **Rotura de Falla de la Superficie:** La rotura de la falla de la superficie o el desplazamiento de la superficie en el lugar del edificio no es anticipada. (Sec. 4.1.3)

No se conocen fallas cercanas al edificio.

Condiciones de la Fundación

C NC N/A **Comportamiento de la Fundación:** No debe haber evidencia de un movimiento excesivo de la fundación tal como un asentamiento o expansión que afectaría la integridad o resistencia de la estructura. (Sec. 4.2)

No existen evidencias de movimiento de la fundación.

Capacidad de la Fundación

C NC **N/A** **Fundaciones de Postes:** Las fundaciones de poste deben tener una profundidad mínima de anclaje de 1.5 m (Sec. 4.3.1)

No hay fundaciones de poste.

C NC **N/A** **Fuerzas de Vuelco:** El cociente de la dimensión horizontal efectiva en el nivel de la fundación del sistema de resistencia a fuerzas laterales a la altura del edificio (base/altura) debe ser mayor de 0.4. (Sec. 4.3.2)

12 m / 16.46 m = 0.73 > 0.4 Conforme

C NC **N/A** **Estribos entre los Elementos de la Fundación:** La fundación debe tener estribos adecuados para resistir fuerzas sísmicas en donde las zapatas, pilotes y las pilastras no están limitados por vigas, losas o suelos clasificados como tipo 1 ó 2. (Sec. 4.3.3)

El edificio se encuentra sobre una losa de cimiento.

C NC N/A **Lugares de Pendientes:** La diferencia de grado de un lado del edificio al otro no debe exceder de la mitad de la altura del piso en la ubicación del anclaje. (Sec. 4.3.4)

El edificio no está ubicado en una pendiente.

ANEXO E

CRITERIOS O DECLARACIONES PARA COMPONENTES NO ESTRUCTURALES

Los componentes no estructurales incluyen componentes arquitectónicos, mecánicos y eléctricos que no son parte de los miembros estructurales portantes de carga. La investigación de los componentes no estructurales puede tomar tiempo porque generalmente no están bien detallados en los planos y porque frecuentemente están ocultos. Sin embargo, es esencial investigarlos porque el soporte sísmico puede haber recibido poca atención en el pasado y son potencialmente peligrosos. De gran importancia en los esfuerzos de la evaluación de los componentes no estructurales son las visitas al lugar para identificar el estado actual de los componentes no estructurales.

Cada uno de los criterios de evaluación en esta lista de chequeo será marcado conforme (C), no conforme (NC), o no aplicable (N/A). Las declaraciones conformes identifican verificaciones que son aceptables conforme al criterio de este manual, mientras que las declaraciones no conformes identifican verificaciones que requieren otra investigación. En ciertas declaraciones no conformes, el ingeniero evaluador puede elegir realizar una investigación mayor.

Para fines de guía, en la investigación, refiérase a la sección manual indicada entre paréntesis al final de cada declaración de evaluación.

Particiones o Divisiones

C NC **N/A** **Mampostería sin Refuerzo:** Las particiones de mampostería sin refuerzo o de tejas de barro con hueco deben estar arrostradas a un espacio igual a o menos de 2.5 m (Sec. 5.1.1)

La mampostería sin refuerzo no está arrostrada.

Sistema de Techo

C NC N/A **Techos Integrados:** Los techos integrados suspendidos en las salidas y corredores o que pesan más de 10 Kgf/m^2 deben ser sostenido lateralmente con un mínimo de 4 cables diagonales o miembros rígidos unidos a la estructura en un espacio igual o menor de 4 m (Sec. 5.2.1)

Los techos integrados suspendidos están sostenidos lateralmente y cumplen con este requisito.

C NC N/A **Soporte:** El sistema de techo integrado suspendido no debe ser usado para soportar lateralmente los topes de las particiones o divisiones de yeso, mampostería o tejas de barro huecas. (Sec. 5.2.2)

Las divisiones no están soportadas por techos integrados suspendidos.

C NC **N/A** **Techos de Listones Enyesados suspendidos:** Los techos consistentes de listones enyesados o juntas de yeso deben ser fijados en cada metro cuadrado (1 m^2) de área. (Sec. 5.2.3)

Listones enyesados suspendidos no se han usado en este edificio.

Accesorios Lumínicos

C NC N/A **Soporte Independiente:** Los accesorios lumínicos en los techos suspendidos de parrillas o rejillas deben ser soportados independientemente del sistema de suspensión del techo mediante un mínimo de 2 cables en las esquinas de los accesorios opuestas diagonalmente. (Sec. 5.3.1)

Los accesorios lumínicos están soportados independientemente del sistema de suspensión de techo.

C NC **N/A** **Luces de Emergencia:** Las luces de emergencia deben estar ancladas o arrostradas para evitar que se caigan o desplacen durante un terremoto. (Sec. 5.3.2)

No se ha averiguado este caso. Una inspección adicional es necesaria.

Revestimiento Metálico y Envidriado

C NC **N/A** **Anclajes con Revestimiento:** Los componentes del revestimiento que pesan más de 50Kg/m^2 deben estar anclados a la pared aporticada exterior con un esparcimiento igual o menor de 2 m (Sec. 5.4.1)

No se ha averiguado este caso. Una inspección adicional es necesaria.

C NC **N/A** **Conexiones de Vigas:** Cuando se requieren conexiones de vigas, debe haber un mínimo de dos conexiones por cada panel de pared. (Sec. 5.4.2)

Este caso no existe en este edificio.

C NC N/A **Deterioro:** No debe existir evidencia de deterioro o corrosión en cualquiera de los elementos de conexión. (Sec. 5.4.3)

No se han observado casos de corrosión.

C NC N/A **Revestimiento:** El revestimiento en las paredes de cierre y en paneles individuales sobre un área de 1.5 m^2, ubicada a una altura de 4 m sobre una superficie exterior para caminar, debe ser un vidrio de seguridad laminado, anillado o resistente al calor que permanece en el pórtico al agrietarse. (Sec. 5.4.4)

Todo el revestimiento es menor de 1.5 m^2.

C NC N/A **Envidriado y Revestimiento (viento):** El envidriado y el revestimiento deben resistir las fuerzas aerodinámicas inducidas por el viento como se especifica en las provisiones del código de edificación aplicable. (Sec. 5.9)

El envidriado resistirá una presión de 128 kg/m^2 (Zona 2, 163 km/hr).
La resistencia de las persianas no se ha investigado por falta de información sobre su anclaje.

Parapetos, Cornisas y Accesorios

C NC **N/A** **Parapetos URM:** No deben existir parapetos (o antepecho) o cornisas de mampostería no reforzada y sin soporte sobre el nivel de anclaje más alto con cocientes altura/ancho mayor que 2. (Sec. 5.5.1)

El edificio no tiene parapetos de URM.

C NC **N/A** **Cubiertas Independientes en Voladizos:** Las cubiertas independientes en voladizos ubicadas en las salidas del edificio deben estar ancladas con un espaciamiento de 3 m o menos. (Sec. 5.5.2)

El edificio no tiene cubiertas independientes en voladizos.

C NC N/A **Efectos de Carga del Viento:** Los parapetos, voladizos y accesorios deben resistir las fuerzas aerodinámicas inducidas por los vientos como fuera especificado en las provisiones del código de edificación aplicable. (Sec. 5.5.3)

El edificio tiene parapetos de H/A de 0.8 m de altura. Las fuerzas del viento producirán esfuerzos menores de 1 kg/cm^2 en una sección de concreto. Por lo tanto, el parapeto es adecuado para resistir las cargas inducidas por el viento.

Chimeneas de Mampostería

C NC **N/A** **URM:** La chimenea de mampostería no reforzada no debe extenderse sobre la superficie del techo más del doble de la dimensión de la chimenea. (Sec. 5.6.1)

Este edificio no tiene chimeneas de URM.

C NC **N/A** **Mampostería:** Las chimeneas de mampostería deben de estar ancladas al piso y techo. (Sec. 5.6.2)

Este edificio no tiene chimeneas de mampostería.

Escaleras

C NC **N/A** **Paredes URM:** Las paredes de cierre de las escaleras no deben consistir de tejas de barro huecas sin arrostrar o mampostería no reforzada. (Sec. 5.7.1)

Las paredes de cierre de las escaleras de este edificio son de hormigón armado.

Ascensores

C NC N/A **Sistema de Soporte:** Todos los elementos del sistema del ascensor deben de estar anclados. (Sec. 5.8.1)

Todos los elementos del sistema están anclados a las paredes de cierre de hormigón.

C NC N/A **Paredes del Eje:** Todas las paredes del eje del ascensor deben de estar ancladas y reforzadas para evitar que se volteen durante una sacudida fuerte. (Sec. 5.8.2)

Las paredes del eje son de hormigón armado.

C NC N/A **Soportes:** Los soportes que unen el riel de contrapeso a la estructura del edificio deben tener un espaciamiento de 3 m o menos. (Sec. 5.8.3)

Los soportes están ubicados en cada piso, es decir, cada 3 m.

Techos

C NC N/A **Techos:** Todos los elementos y las conexiones del techo y del sistema de resistencia a las fuerzas del viento deben resistir la fuerza del viento inherente conforme a las provisiones del código de edificación aplicable. (Sec. 5.9)

El techo consiste de una losa de hormigón armado. Por lo tanto, se considera apropiado para resistir una presión del viento de 1.3 x 128 = 166 kg/m^2 (peso de la losa = 360 kg/m^2).

Sumario de Deficiencias

1. La losa plana es parte del sistema de resistencia a las fuerzas laterales.
2. Las losas de suelo están formadas por un sistema post-tensionado.
3. El edificio es susceptible a torsión inducida por sismos.
4. Las columnas y las paredes tienen capacidades inadecuadas contra las fuerzas cortantes.
5. Las longitudes de empalme de solapes de las varas de refuerzo longitudinales son inadecuadas.
6. Los estribos de los pilares o columnas están demasiado espaciados.

El edificio requiere una evaluación detallada para corregir sus deficiencias.

EJEMPLO 2: Edificio de Paredes de Corte

Parque de Bomberos, Santiago, R.D.

DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

Este parque de bomberos es una estructura de hormigón armado de tres pisos de altura. Este edificio fue construido en 1965. Los planos estructurales no son disponibles. Las dimensiones del edifico fueron tomadas durante la visita al lugar.

El edificio está soportado por cuatro muros en la dirección longitudinal. La parte inferior de la losa del segundo piso muestra una deterioración severa, con una gran cantidad de varillas de refuerzo de acero expuestas y corroídas.

Con el objetivo de evaluación, este edificio está categorizado como un edificio con paredes de corte de concreto (R = 4.5).

SISTEMA DE RESISTENCIA A CARGAS LATERALES

En la dirección longitudinal, el principal sistema de resistencia a cargas laterales consiste de paredes de corte de hormigón. En la dirección transversal, no existen ni paredes de corte ni pórticos de momento.

Hoja del Sumario de Datos

Nombre del edificio: Parque de Bomberos

Ubicación: Santiago, R. D.

Fecha de la Evaluación: 08/03/2000 (Visita al lugar)

DATOS DEL EDIFICIO:

Año de construcción: 1965 **Año(s) remodelado :** N/A
Código de Diseño Original: 2

Area (m^2): Véase anexo **Longitud (m):** **Ancho (m):**

Número de pisos debajo del suelo: 0
Número de pisos sobre el suelo: 3

DATOS DE CONSTRUCCION.

Sistema estructural para carga de gravedad : Paredes hormigón armado (H/A).

Paredes transversales exterior: Tejas mampostería de concreto **% abertura:** 100

Paredes longitudinal exterior: Paredes de concreto **% abertura :** 0

Techo aporticado y materiales: Placa plegada de concreto

Piso aporticado intermedio: Losas de H/A

Planta baja: Losa H/A **Sótano:** Losas de H/A

Columnas: Ninguna **Fundación:** ?

Condición general de estructura: De regular a pobre (véanse fotos)

Evidencia de asentamiento: Ninguna

SISTEMAS DE RESISTENCIA A FUERZAS LATERALES

Transversal: Sistema pared/losa

Longitudinal: Paredes de corte

Aceleración del suelo (50 yr/10%): 0.4 g

Velocidad del viento del diseño (zona): 2

Tipo de perfil del suelo del lugar: 3 **Cociente del suelo del lugar:** 1.5

Descripción del terreno: Abierto: _____ **Suburbano:** ____ **Urbano:** X

Listas de chequeos requeridas:

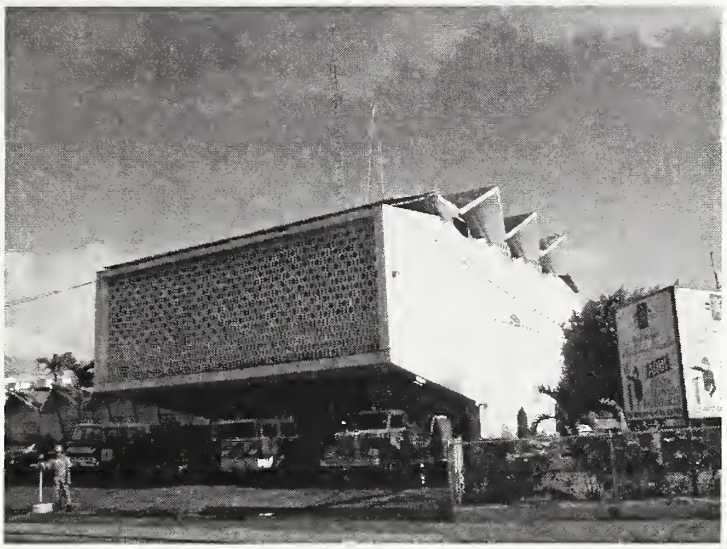
	Sí	No
Lista de Chequeo Estructural Básico	X	
Lista Estructural Suplementaria	X	
Lista de Chequeo de Riesgos Geológicos y Fundación		X
Lista de Chequeo No Estructural		X

Requisitos para otra evaluación:

La resistencia del concreto necesita ser determinada (núcleos). El tipo de cimentación debe ser determinado.

Observaciones:

Muchos refuerzos corroídos en la parte inferior de la losa. (véanse las fotos adjuntas).



Vista exterior del parque de bomberos

Parte inferior de la losa del segundo piso

Losa del segundo piso extensamente deteriorada

Parte inferior de la losa sin cubierta de hormigón. Refuerzo de acero expuesto

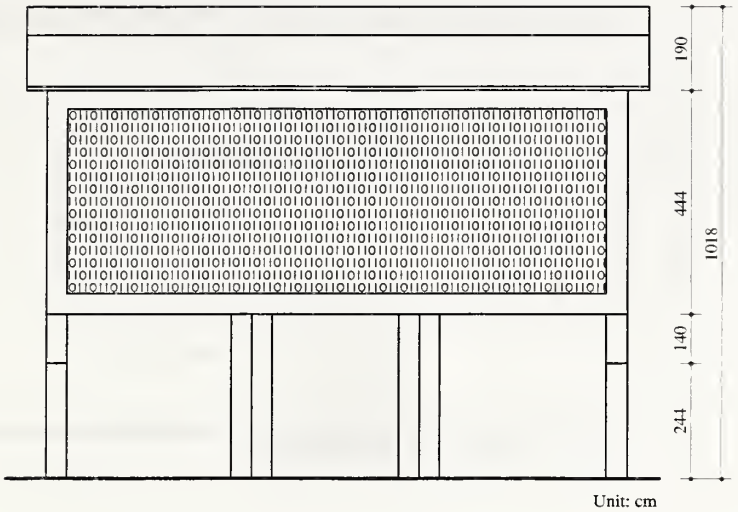


Figura G3 Elevación frontal

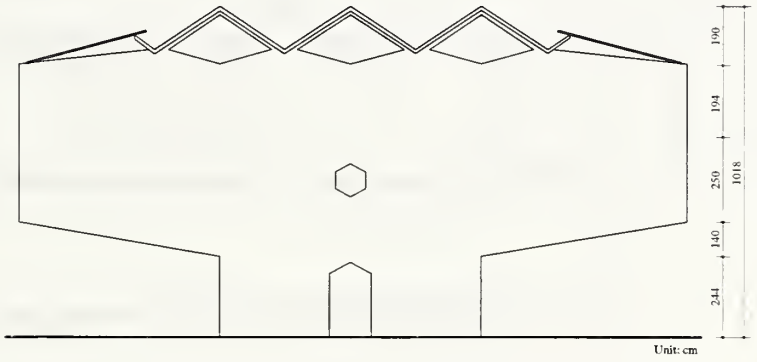
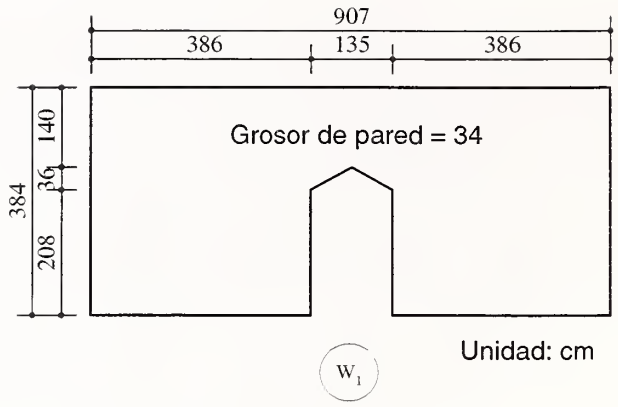
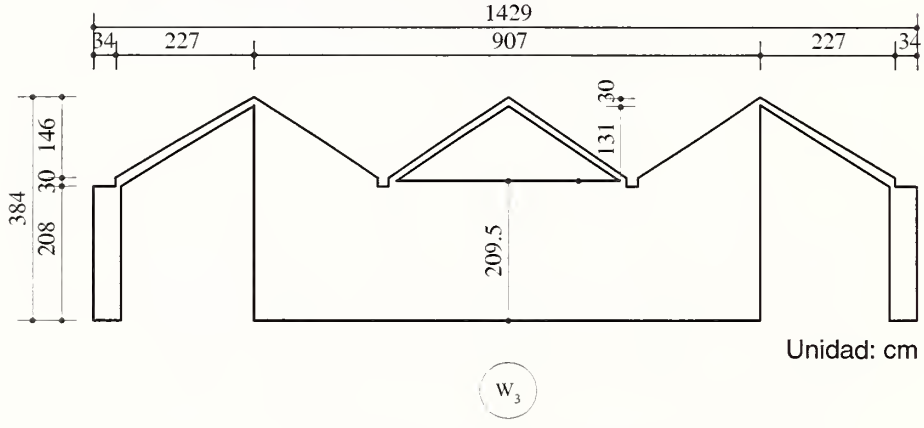


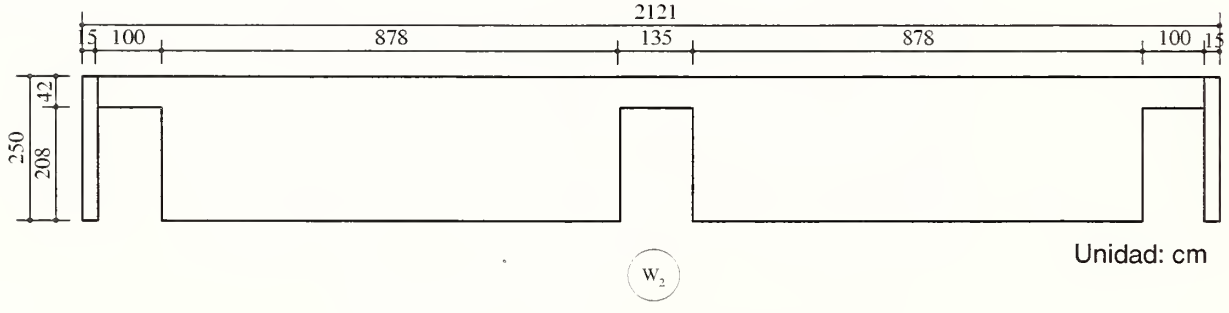
Figura G4 Elevación lateral



(a) Pared del primer piso



(b) Pared del segundo piso



(c) Pared del tercer piso

Figura G5 Dimensiones de las paredes

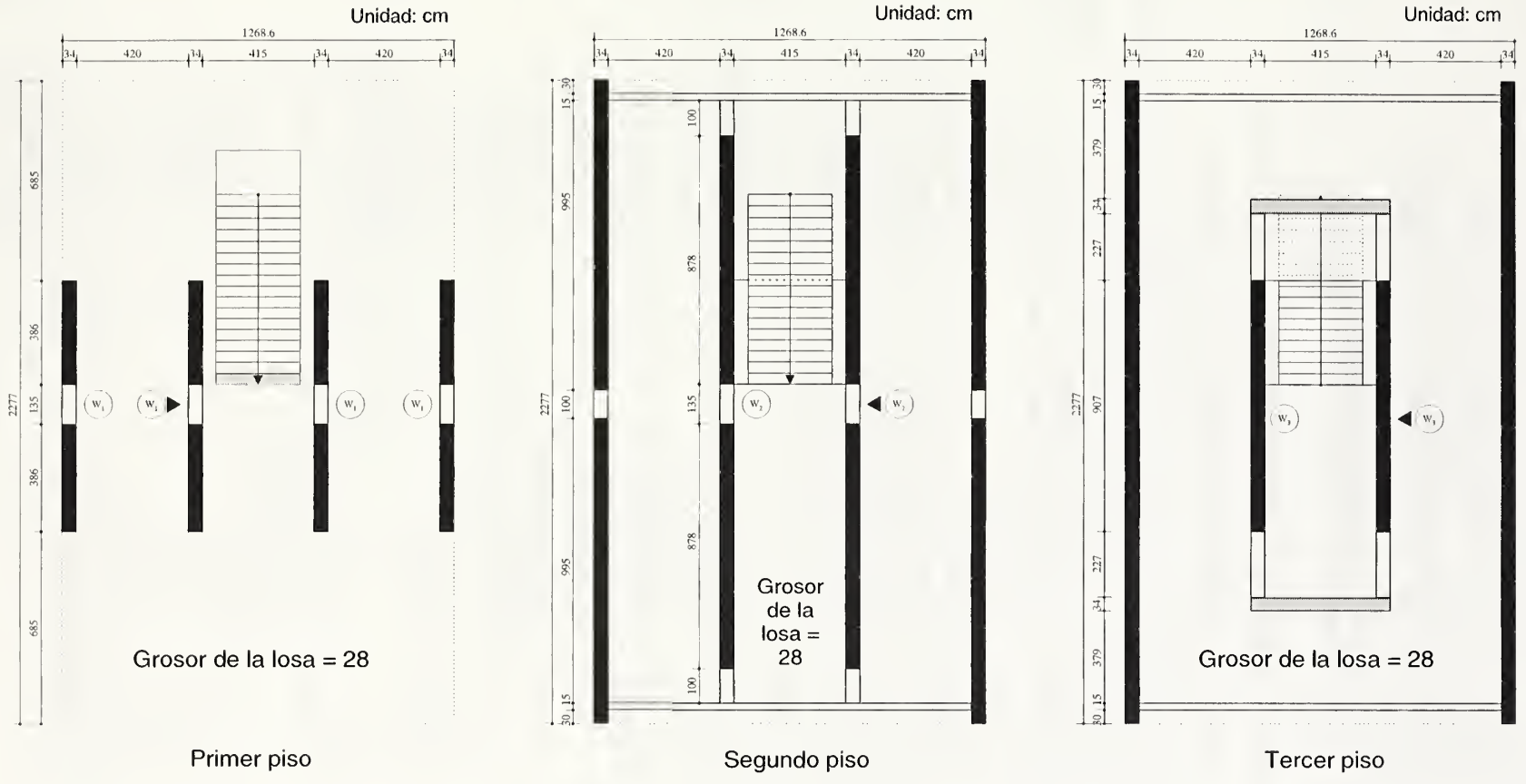


Figura G6 Planos de planta

Masa Densidad del hormigón = 2400 kg/m^3

Carga muerta
Carga de la losa: *t*=28cm, *W*=2400 kg/m^3*0.28m=672 kg/m^2 >>>>> 680 kg/m^2

Masa calculada basándose en la masa del hormigón armado
t=20cm, *W*=2400 kg/m^3*0.2m*1.13(ángulo)=542.4 kg/m^2 >>>>> 550 kg/m^2

Densidad de la pared: *t*=34cm, *W*=2400kg/m^3*0.34m=816kg/m^2 >>>>> 820 kg/m^2

Densidad del techo: *t*=15cm, *W*=2400kg/m^3*0.15m=360kg/m^2 >>>>> 360 kg/m^2

Bloque de concreto: Density=60 lb/ft^2 = 292.9 kg/m^2 >>>>> 300 kg/m^2

Piso	Carga	Unidad de carga	Area o longitud	*W* (kg)	Resultado *W* (kg)
R	Techo	360 kg/m^2	*2.8m*13m*6 *1m*13m*2	= 78624 kg = 9360 kg	
	Pared Exterior	820 kg/m^2	*7.69m^2*2 *0.97m*23m*2	= 12611 kg = 36588.4 kg	
	Pared Interior	820 kg/m^2	*2.3m*1.46m*2 *1.41m*9.07m*2 *1.11m*4.83m*2	= 5507.1 kg = 20973 kg = 8792.5 kg	
	Bloque de Concreto	300 kg/m^2	*12m*0.7m*2	= 5040 kg	***178,000 kg***
				∑177496 kg	
3F	Losa 3F	680 kg/m^2	*((12m*21.87m)-(4.15m*3.86m))	= 167566 kg	
	Pared Exterior	820 kg/m^2	*0.97m*23m*2 *1.25m*23m*2	= 36588.4 kg = 47150 kg	
	Pared Interior	820 kg/m^2	*0.97m*9.07m*2 *0.97m*4.83m*2 *23.3m^2*2	= 14428.6 kg = 7683.6 kg = 38212 kg	
	Bloque de Concreto	300 kg/m^2	*0.97m*12m*2 *1.25m*12m*2	= 6984 kg = 9000 kg	
	Escalera	550 kg/m^2	*2m*6m	= 6600 kg	
				∑334212.6 kg	***335,000 kg***
2F	Losa 2F	680 kg/m^2	*((12m*21.87m)-(4.15m*3.86m))	= 167566 kg	
	Pared Exterior	820 kg/m^2	*1.25m*23m*2 *27m^2*2	= 47150 kg = 44280 kg	
	Pared Interior	820 kg/m^2	*21.95m*2 *17m*2	= 36000 kg = 27880 kg	
	Bloque de Concreto	300 kg/m^2	*0.95m*12m*2	= 6840 kg	
	Escalera	550 kg/m^2	*2m*6m	= 6600 kg	
				∑336316 kg	***337,000 kg***

Piso	Masa (kg)	W_j (kg)
3	178,000	178,000
2	335,000	513,000
1	337,000	850,000

Fuerzas Cortantes en el Piso (Dirección Longitudinal)

$$V = \frac{ZUSC}{R_d} \times W = [1*1.3*1.5*0.635/5]=\underline{0.25}*850{,}000 \text{ kg} = \underline{212{,}500 \text{ kg}}$$

(Z=1.0, S=1.5, U=1.3, C=0.635, Rd=5.0)

Fuerzas Cortantes en el Piso

$$\overline{V}_j = 0.75 \times V_j = 0.9 \times \frac{n+j}{n+1}\left(\frac{W_j}{W}\right)V \qquad \text{Ecuación (2 – 4)}$$

Piso	W (kg)	W_j (kg)	$(n+j)/(n+1)$	W_j/W	$\overline{V}_j$ (kg)
3	178,000	178,000	1.5	0.209	60,000
2	335,000	513,000	1.25	0.604	144,300
1	337,000	850,000	1	1	191,300

Esfuerzo Cortantes en los Muros Cortantes

$$V_{prom} = \frac{1}{m}\left(\frac{\overline{V}_j}{A_w}\right) \qquad \text{Ecuación (2 – 6)}$$

Dirección Longitudinal

Pared	$\overline{V}_j$ (kg)	A_w (cm^2)	m=1		< 0.7 MPa
			V_{prom} (kg/cm^2)	V_{prom} (MPa)	
3	60,000	216512	0.28	0.03	B
2	144,300	267444	0.54	0.05	B
1	191,300	105000	1.82	0.18	B

Dirección Transversal

Piso	V_j (kg)	A_w (cm^2)	m=1		< 0.7 MPa
			V_{prom} (kg/cm^2)	V_{prom} (MPa)	
3	60,000	0	-	-	NB
2	144,300	0	-	-	NB
1	191,300	0	-	-	NB

DECLARACIONES DE EVALUACIÓN PARA EDIFICIOS DE PARED DE CORTE DE CONCRETO CON DIAFRAGMAS RÍGIDOS

LISTA DE CHEQUEO ESTRUCTURAL BÁSICO

Esta lista de chequeo estructural básico debe ser completada para la evaluación de seguridad e inmediata.

Sistema del Edificio

C **NC** N/A **Paso de Carga:** La estructura contiene un paso o sendero de carga completo para los efectos de la fuerza de cualquier dirección horizontal que sirve para transferir las fuerzas inertes desde la masa hasta la fundación. (NOTA: Escriba una breve descripción de esta vinculación para cada dirección principal). (Sec. 3.1)

No se encuentran muros cortantes en la dirección transversal.

C **NC** N/A **Piso Débil:** La resistencia del sistema de resistencia a fuerzas laterales en cualquier piso no debe ser menor del 80% de la resistencia en un piso adyacente, sobre o debajo. (Sec. 3.3.1)

El área total de la sección transversal de los muros cortantes del primer piso es menor del 80% del área total de los muros del segundo piso.

C **NC** N/A **Piso Suave:** La rigidez del sistema de resistencia a fuerzas laterales en cualquier piso no debe ser menor del 70% de la rigidez en un piso adyacente arriba o abajo, o menor del 80% de la rigidez promedio de los tres pisos de arriba o abajo. (Sec. 3.3.2)

El área total de la sección transversal de los muros de corte del primer piso es menor del 80% del área total de los muros del segundo piso.

C **NC** N/A **Geometría:** No debe haber cambios en la dimensión horizontal del sistema de resistencia a fuerzas laterales de más del 30% en un piso relativo a pisos adyacentes, excluyendo penthouses de un piso. (Sec. 3.3.3)

La longitud de los muros del primer piso es menor del 70% de la longitud de los muros del segundo piso.

C **NC** N/A **Masa:** No debe existir ningún cambio en la masa efectiva mayor del 50% de un piso al siguiente, excluyendo un techo ligero. (Sec. 3.3.4)

El área total de la sección transversal de los muros de corte del primer piso es menor del 80% del área total de los muros del segundo piso.

C NC N/A **Discontinuidades Verticales:** Todos los elementos verticales en el sistema de resistencia a fuerzas laterales deben ser continuos hasta la fundación. (Sec. 3.3.5)

Los muros de corte son continuos hasta la fundación.

C NC N/A **Torsión Inducida por el Terremoto:** La distancia entre el centro de la asa del piso y el centro de rigidez del piso no debe ser menor del 20% del ancho del edificio en cualquier dimensión del plano. (Sec. 3.3.6)

El edificio es simétrico con respecto a sus ejes principales.

C NC N/A **Torsión Inducida por el Viento:** Los elementos resistentes a cargas laterales forman un sistema equilibrado que es capaz de resistir las fuerzas producidas por el viento las cuales actúan desde cualquier dirección y no es sometido a torsión significativa. En caso de una estructura no-flexible con un plano más o menos rectangular, la distancia, medida a lo largo de uno de los ejes principales del edificio, entre el punto de aplicación de la carga media inducida por la carga del viento perpendicular al eje y al centro de rigidez debe ser menor que el 15% del ancho de la estructura en cualquiera de las dimensiones principales plano. (Para esta evaluación son necesarios los planos estructurales) (Sec. 3.3.7)

El centro de rigidez coincide con el centro de masa. No se anticipan efectos de torsión.

C **NC** N/A **Deterioro del Concreto:** No debe existir ninguna evidencia de corrosión o desprendimiento en la vecindad de los accesorios post-tensados o extremos. Los anclajes abobinados no deben haberse usado. (Sec. 3.7)

Delaminación extensa de la losa de hormigón la cual expone el acero de refuerzo en la parte baja de la losa (veánse las fotos adjuntas).

C NC **N/A** **Anclajes Post-Tensados:** No debe haber evidencia de corrosión o desprendimientos en la vecindad de los accesorios post-tensados o terminales. Los anclajes abobinados no han sido usados. (Sec.3.8)

El edificio no contiene elementos post-tensados.

C NC N/A **Agrietamientos en Paredes de Concreto:** Todos los agrietamientos diagonales existentes en elementos de pared deben ser menores de 1.0 mm, no debe estar concentrados en una ubicación, y no deben formar un patrón X. (Sec. 3.28)

No hay signos visibles de grietas en las paredes.

Sistema de Resistencia a Fuerzas Laterales

C NC **N/A** **Pórticos Completos:** Los pórticos de acero o concreto clasificados como componentes secundarios deben formar un sistema portante de carga vertical completo. (Sec. 3.29)

El edificio no tiene pórticos.

C **NC** N/A **Redundancia:** El número de líneas o paredes de corte en cada dirección principal debe ser mayor que o igual a 2. (Sec. 3.9)

No hay paredes de corte en la dirección transversal.

C **NC** N/A **Chequeo del Esfuerzo Cortante:** El esfuerzo cortante en las paredes de corte del concreto debe ser menor de 1.0 MPa (10kf/cm^2) ó $\sqrt{f'_c}/4$ MPa, si el área seccional transversal total de las paredes en un piso es menor del 3% del área del piso. Si es mayor del 3%, no es necesario ningún chequeo del esfuerzo cortante. (Sec. 3.11)

Dirección longitudinal: 1.82 < 10 Kgf/cm^2, y
dirección transversal: no hay muros de corte.

C NC N/A **Acero de Refuerzo:** El cociente del área del acero de refuerzo al área de concreto bruto debe ser mayor de 0.0015 en la dirección vertical y 0.0025 en la dirección vertical y 0.0025 en la dirección horizontal. El espaciamiento del acero de refuerzo debe ser igual a o menor de 450 mm. (Sec. 3.30)

No se conoce la cantidad de acero de refuerzo.

C NC N/A **Aberturas del Diafragma en las Paredes de Corte:** Las aberturas del diafragma inmediatamente adyacentes a las paredes de corte deben ser menor del 25% de la longitud de la pared. (Sec. 3.31)

No hay aberturas del diafragma adyacentes a las paredes de corte.

Conexiones

C NC N/A **Transferencia a las Paredes de Corte:** Los diafragmas deben ser reforzados y conectados para la transferencia de las cargas a las paredes del corte. (Sec. 3.32)

Las losas están integradas con las paredes de corte.

C NC N/A **Empalmes de la Fundación:** Las paredes deben estar empalmadas en las fundaciones. (Sec. 3.33)

La presencia de empalmes no se ha determinado.

LISTA DE CHEQUEO ESTRUCTURAL ADICIONAL PARA EDIFICIOS DE PAREDES DE CORTE DE CONCRETO CON DIAFRAGMAS DE RIGIDEZ PARA OCUPACIÓN INMEDIATA

La lista de chequeo Estructural Adicional debe ser completada cuando la estructura es evaluada para ocupación inmediata. La lista de chequeo estructural básica debe ser completada antes de completar esta lista de chequeo.

Sistema de Resistencia a Fuerzas Laterales

C NC **N/A** **Compatibilidad de Deflexión:** Los componentes secundarios deben tener la capacidad de corte para desarrollar la resistencia a flexión de los elementos y deben tener detalles. (Sec. 3.34)

El edificio no tiene pilares o columnas.

C NC **N/A** **Losas Planas:** Las losas planas o placas no deben ser permitidas como componentes primarios. (Sec. 3.6)

El edificio no tiene losas planas.

C NC **N/A** **Acoplamiento de las Vigas:** Los estribos en los acoplamientos de las vigas sobre los egresos deben estar espaciados en o menos de d/2 y deben estar anclados en el núcleo con ganchos de 135° ó más. (Sec. 3.35)

El edificio no tiene vigas de acoplamiento.

C NC N/A **Fuerzas de Vuelco:** Todas las paredes de vuelco deben tener cociente alto/largo menor que 4 a 1. Las pilastras de las paredes no necesitan ser consideradas. (Sec. 3.36)

El cociente de paredes de cortes es menor que 4 a 1.

C NC **N/A** **Confinamiento de Refuerzos:** Para paredes de corte con cociente alto/largo mayor que 2.0, los elementos de borde deben estar confinados con espirales o estribos con espaciamiento menor de 8 d_b. (Sec. 3.37)

No se han encontrado elementos de borde en las paredes.

C NC **N/A** **Refuerzos en Aberturas:** Se debe agregar un refuerzo especial alrededor de todas las aberturas de la pared. (Sec. 3.38)

La presencia de refuerzos en las aberturas no se ha confirmado.

C NC N/A **Grosor de la Pared:** El grosor de las paredes de carga no debe ser menor que 1/25 el mínimo de peso o longitud sin soporte, ni menor de 100 mm. (Sec. 3.99)

El grosor de las paredes es 150 mm.

$$\frac{150}{2500} = \frac{1}{16.7} > \frac{1}{25}$$ *Conforme*

Diafragmas

C NC N/A **Continuidad del Diafragma:** Los diafragmas no deben de estar compuestos de entrepisos con niveles desfasados. (Sec. 3.24)

El edificio no tiene niveles desfasados.

C NC N/A **Aberturas del Diafragma en Paredes de Corte:** Las aberturas del diafragma adyacentes inmediatamente a las paredes de corte deben ser menores del 15% de la longitud de la pared. (Sec. 3.31)

No hay aberturas del diafragma adyacentes a las paredes de corte.

C NC **N/A** **Irregularidades:** Debe existir una capacidad tensora para desarrollar la resistencia del diafragma en las esquinas de re-entrante u otras ubicaciones de las irregularidades de la planta. (Sec. 3.25)

El edificio tiene una planta rectangular.

C NC N/A **Refuerzo del Diafragma en las Aberturas:** Debe existir refuerzo alrededor de todas las aberturas del diafragma mayor del 50% del ancho del edificio en cualquiera de la dimensión mayor del plano. (Sec. 3.26)

No hay aberturas en la losa.

Conexiones

C NC N/A **Carga Lateral en las Cabezas de los Pilotes:** Las cabezas de los pilotes deben tener refuerzo en la parte superior y los pilotes deben estar anclados en las cabezas de los pilotes. (Sec. 3.27)

El edificio se encuentra encima de zapatas con tabique.

C NC N/A **Transferencia a las Paredes de Corte:** La conexión del diafragma a las paredes de corte debe ser para desarrollar el menor de la resistencia de corte de la pared o del diafragma. (Sec. 3.32)

Todas las losas están conectadas a las paredes.

DECLARACIONES DE EVALUACIÓN PARA RIESGOS GEOLÓGICOS DEL LUGAR Y FUNDACIONES

Riesgos Geológicos del Lugar

Las siguientes declaraciones serán completadas para edificios de alta o moderada sismicidad.

C NC N/A **Licuación:** Los suelos granulares, flojos, saturados, susceptibles de licuación que pueden arriesgar el comportamiento sísmico del edificio no pueden existir en los suelos de fundación a profundidades dentro de los 15 m debajo del edificio. (Sec. 4.1.1)

No se conocen problemas de licuación en el lugar.

C NC N/A **Fallo de Pendiente:** El lugar del edificio debe estar suficientemente remoto de las fallas de pendiente inducidas por terremotos potenciales o aludes para no ser afectado por dichos fallos o debe ser capaz de acomodar cualquier movimiento pronosticado sin fallo. (Sec. 4.12)

El edificio está ubicado en el nivel de la superficie.

C NC N/A **Rotura de Falla de la Superficie:** La rotura de la falla de la superficie o el desplazamiento de la superficie en el lugar del edificio no es anticipada. (Sec. 4.1.3)

No se conocen fallas cercanas al edificio.

Condiciones de la Fundación

C NC **N/A** **Comportamiento de la Fundación:** No debe haber evidencia de un excesivo movimiento de la fundación tal como un asentamiento o expansión que afectaría la integridad o resistencia de la estructura. (Sec. 4.2.1)

No hay evidencias de movimiento de la cimentación.

Capacidad de Fundaciones

C NC **N/A** **Fundaciones de Postes:** Las fundaciones de poste deben tener una profundidad mínima de anclaje de 1.5 m. (Sec. 4.3.1)

No hay fundaciones de poste.

C NC N/A **Fuerzas de Vuelco:** El cociente de la dimensión horizontal efectiva en el nivel de la fundación del sistema de resistencia a fuerzas laterales a la altura del edificio (base/altura) debe ser mayor de 0.4. (Sec. 4.3.2)

9.1 m / 10.2 m = 0.9 > 0.4 Conforme.

C NC **N/A** **Estribos entre los Elementos de la Fundación:** La fundación debe tener estribos adecuados para resistir fuerzas sísmicas en donde las zapatas, pilotes y las pilastras no estén limitados por vigas, losas o suelos clasificados como tipo 1 ó 2. (Sec. 4.3.3)

No se ha verificado la existencia de estribos.

C NC N/A **Lugares de Pendientes:** La diferencia de grado de un lado del edificio al otro no debe exceder de la mitad de la altura del piso en la ubicación del anclaje. (Sec. 4.3.4)

El edificio no está ubicado en un lugar con pendientes.

Sumario de Deficiencias

1. No existen paredes que resistan las fuerzas laterales en la dirección transversal.
2. La parte inferior de la losa del segundo piso está extensamente deteriorada. Muchas de las varillas de refuerzo están expuestas a causa de la deslaminación del hormigón.
3. La losa de hormigón está en general en mala condición. La resistencia compresiva del hormigón debe de ser determinada usando muestras perforadas.
4. La condición de los cimientos debe de ser determinada. La estructura puede sufrir vuelco a causa de un fallo en la cimentación

El edificio necesita una evaluación más detallada para poder corregir las deficiencias actuales.